ISSN 2313-6669

Науково-технічний, виробничий та інформаційно-аналітичний журнал

НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

2017'3

2017'3

НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО
3(13)'2017

ЗАСНОВНИК
Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 20575-10375 Р від 24.02.2014 р.

Редакційна колегія:
Голова редакційної колегії:
Фаренюк Г.Г., д.т.н.
Головний редактор:
Тарасюк В.Г., к.т.н.
Відповідальний секретар:
Глазкова С.В., к.т.н.
Редакційна колегія:
Балаш Г., д.т.н., проф., Угорщина
Бамбура А.М., д.т.н.
Брандль Х., д.т.н., проф., Австрія
Ваничек И., д.т.н., проф., Чехія
Дорофєєв В.С., д.т.н., проф.
Єгупов К.В., д.т.н., проф.
Жарко Л.О., к.т.н.
Жусупбеков А.Ж., д.т.н., проф., Казахстан
Іванченко Г.М., д.т.н., проф.
Івлєва Н.П., к.е.н.
Калюх Ю.І., д.т.н., проф.
Кащенко О.В., д.т.н., проф.
Кривошеєв П.І., к.т.н., проф.
Крітов В.О., к.т.н.
Лаповська С.Д., д.т.н.
Мар'єнков М.Г., д.т.н.
Матвєєв І.В., к.т.н.
Немчинов Ю.І., д.т.н., проф.
Слюсаренко Ю.С., к.т.н.
Червинський Я.Й., к.т.н.
Шейніч Л.О., д.т.н., проф.
Шилюк П.С., к.т.н.
Шокарев В.С., к.т.н.
Дизайнер:
Чорна К.В.

Затверджено до друку Науково-технічною радою ДП НДІБК (Протокол № 4 від 19.09.2017 р.)

Журнал включено до переліку наукових фахових видань, в яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт (Затверджено наказом Міністерства освіти і науки України від 06.03.2015 р. №261).

При передруках посилання на «Наука та будівництво» є обов'язковим. За зміст реклами відповідає рекламодавець. Редакція не завжди поділяє думку авторів.

Адреса редакції: вул. Преображенська, 5/2, м.Київ-37, 03037, тел. 044-249-37-03 E-mail: s.glazkova@ndibk.gov.ua URL:http://www.niisk.com

© "Наука та будівництво" 2017

Підписано до друку: 06.10.2017
Друк: ТОВ «СКАЙ-ПРІНТ»
Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

4 **Фаренюк Г.Г.**
Структура та методичні положення нормативної бази з питань енергоефективності будівель

16 **Бабич Є.М., Ромашко В.М.**
Методологія розрахунку залізобетонних елементів за деформаційно-силовою моделлю

22 **Павліков А.М., Кочкарьов Д.В.**
Розрахунок несучої здатності залізобетонних елементів у нормальних перерізах при косому згинанні

27 **Неделковска Н., Пешевскі І., Йовановскі М.**
Методологія підготовки тематичних геотехнічних мап для планування міст із використанням поліноміального методу інтерполяції

32 **Бамбура А.М., Дорогова О.В., Сазонова І.Р.**
Попереднє призначення площі розтягнутої арматури для конструкцій прямокутного перерізу при згині

40 **Москалькова Ю.Г.**
Особливості роботи керамзитобетону на стадії утворення мікротріщин

44 **Шкурупій О.А., Пащенко А.М., Митрофанов П.Б.**
Алгоритм і програмний комплекс для розрахунку стійкості форм рівноваги дискретних систем

50 **Кровяков С.О., Мішутін А.В.**
Підвищення довговічності легких конструкційних бетонів для гідротехнічних і транспортних споруд шляхом оброблення поверхні пористого заповнювача

59 **Торе Е., Явас А.**
Параметричне оцінювання здатності до пластичної деформації залізобетонних колон квадратного і прямокутного поперечного перерізу, підсилених полімерною фіброю

64 **Митрофанов В.П., Пінчук Н.М.**
Зауваження щодо покращення системи проектування для залізобетонних конструкцій в нормах майбутнього

72 **Шейніч Л.О., Приймаченко А.С., Ігнатова І.В.**
Бетони для біогазових установок

77 **Ушеров-Маршак О.В., Першина Л. А.**
Феномен **ОТАРА ПЕТРОВИЧА МЧЕДЛОВА-ПЕТРОСЯНА**

Science & Construction

3(13)'2017

FOUNDER
State enterprise «State Research Institute of Building Constructions»

Certificate of state registration
KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

Head of Editorial Board:
Dr G.Farenyuk

Editor-in-chief:
PhD V.Tarasyuk

Executive secretary:
PhD S.Glazkova

Editorial Board
Prof. G. Balazs, Hungary
Dr. A. Bambura
Prof. H.Brandl, Austria
Prof. V.Dorofeev
Prof. K.Yegupov
PhD L.Zharko
Prof. A. Zhussupbekov, Kazakhstan
Prof. G.Ivanchenko
PhD N.Ivleva
Prof. Yu.Kaliukh
Prof. O.Kashchenko
Prof. P.Kryvosheiev
PhD V.Kritov
Dr S.Lapovska
Dr M.Maryenkov
PhD I.Matveev
Prof. Iu.Nemchynov
PhD Yu.Slyusarenko
PhD J.Chervynskiy
Prof. L.Sheinich
PhD P.Shiliuk
PhD V.Shokarev
Prof. I.Vanicek, Czech Rep

Designer:
K. Chorha

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № 4 dated on 19.09.2017)

Journal is included in List of the scientific professional issues, where the dissertation works results may be published (It is approved by order of Ministry of education and science of Ukraine, dd. 06.03.2015, № 261).

The referencing on "Science & Construction" is obligatory when reprinting. The advertiser is responsible for content of advertisement. The Editorial Board may be not agreed with authors' opinion

Address of Editorial Board:
5/2 Preobrazhenska str., Kyiv -37, 03037,
Tel. 044-249-37-03 E-mail: s.glazkova@ndibk.gov.ua
URL:http://www.niisk.com

© "Science & Construction, 2017

Signed for printing: 06.10.2017
Printing: TOV «SKY-PRINT»
Drawing: 100 copy

CONTENT

4 **Farenyuk G.**
Structure and methodical provisions of the buildings energy performance regulations (Ukraine)

16 **Babich E., Romashko V.**
Methodology of calculation of reinforced concrete elements for the deformation-power model (Ukraine)

22 **Pavlikov A., Kochkarev D.**
Calculation of reinforced concrete elements bearing capacity in normal sections when oblique bending (Ukraine)

27 **Nedelkovska N., Peshevski I., Jovanovski M.**
Methodology for preparation of thematic geotechnical maps for urbanization purposes using polynomial interpolation method (Republic of Macedonia)

32 **Bambura A., Dorogova O., Sazonova I.**
Preliminary determination of the tensile reinforcement area for structures with rectangular section if bending (Ukraine)

40 **Moskalkova Yu.**
Behavior of claydite at the stage of microcrack formation (Republic of Belarus)

44 **Shkurupiy A., Paschenko A., Mytrofanov P.**
Algorithm and software for calculating the stability of the form of equilibrium of discrete systems (Ukraine)

50 **Kroviakov S., Mishutin A.**
Increasing the durability of lightweight structural concrete for hydraulic engineering and transport structures by treating the surface of a porous aggregate (Ukraine)

59 **Tore E., Yavas A.**
Parametric evaluation of the plastic deformation capacity of fiber reinforced polymers confined square and rectangular columns (Turkey Republic)

64 **Mitrofanov V., Pinchuck N.**
Remarks on improvement of design system for reinforced concrete structures in codes of the future (Ukraine)

72 **Sheinich L., Pryymachenko A., Ignatova I.**
Concretes for biogas plants (Ukraine)

77 **Usherov-Marshak A., Pershyna L.**
OTAR PETROVICH MCHEDLOV-PETROSYAN'S phenomenon (Ukraine)

УДК 658.264; 364

ФАРЕНЮК Г.Г.
Д-р технічних наук, директор, ДП "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій", м. Київ, Україна,
e-mail: farenyuk@ndibk.gov.ua,
тел.: + 38 (044) 249-72-34,
ORCID: 0000-002-5703-3976

СТРУКТУРА ТА МЕТОДИЧНІ ПОЛОЖЕННЯ НОРМАТИВНОЇ БАЗИ З ПИТАНЬ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ БУДІВЕЛЬ

АНОТАЦІЯ. У статті представлено аналіз чинної законодавчої та нормативної бази України в галузі енергоефективності будівель. Існуючий системний комплекс норм та стандартів створено на основі розробленої методології побудови та розвитку нормативної бази з питань енергоефективності будівель. Нормативна база в галузі енергоефективності будівель розвивається за двома напрямами. Перший - гармонізація з європейськими нормативними документами та імплементація положень Директиви 2010/31/ЄС у нормативне поле України; другий - розвиток національної гілки норм та стандартів, які основані на традиційних підходах до проектування будівель. У національній гілці забезпечено збереження напрацювань щодо оцінювання енергетичних характеристик будівель та теплотехнічних показників теплоізоляційної оболонки будівель, які були розвинуті науковою та проектною практикою.
У статті розглянуто методичні положення нормативних актів та документів, які регламентують правила проектування теплоізоляційної оболонки та інженерного обладнання будинків при новому будівництві та реконструкції.
КЛЮЧОВІ СЛОВА: енергоефективність, будівлі, нормативна база

STRUCTURE AND METHODICAL PROVISIONS OF THE BUILDINGS ENERGY PERFORMANCE REGULATIONS

FARENYUK G.G. *Dr., Prof. Director, State enterprise "State Scientific Research Institute of Building Constructions", Kyiv, Ukraine, e-mail: farenyuk@ndibk.gov.ua,*
mel.: + 38 (044) 249-72-34, ORCID: 0000-002-5703-3976

ABSTRACT. In the paper the analysis of the current legislative and normative base of Ukraine in the field of buildings energy performance is presented. The existing systemic complex of norms and standards was created on the basis of the elaborated methodology of constructing and developing a normative base on energy performance of buildings. The normative base in the field of energy performance of buildings is developing in two directions. The first direction is the harmonization with the European regulations and the implementation of the 2010/31/EU Directive provisions in the normative field of Ukraine; and the second way includes the development of a national branch of regulations and standards based on traditional approaches to buildings design. It is ensured in the national branch that the groundworks concerning the assessment of the buildings energy performance and the heat-engineering parameters of buildings thermal envelopes, which have been developed by scientific and design practice, are maintained.
The article discusses the methodical provisions of normative acts and documents regulating the rules of designing the thermal envelopes and technical equipment for buildings under new construction and renovation.
KEY WORDS: energy performance, buildings, normative base.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ В умовах ринкової економіки до найбільш дієвих механізмів впливу держави на формування ринку енергоносіїв відносять створення та удосконалення законодавчої та нормативної баз, які визначають правила взаємодій між учасниками ринкових процесів. При цьому держава встановлює обов'язкові вимоги та критерії, які забезпечують її безпеку. Економне використання енергії є саме умовою безпеки України, економіка якої залежить від іноземних постачальників енергоресурсів. Сфери розвитку законодавчої та нормативної баз у галузі енергоефективності в Україні поки знаходяться у різних вимірах – нормативна база створюється відповідно до чіткої наукової методології [1], постійно вдосконалюється, щорічно вводяться нові документи, в той час як на рівні законодавства довгий час існував тільки Закон України «Про енергозбереження» від 01.07.94, № 74/94-ВР.

Протягом 2009-2016 років спроби вдосконалити законодавчу базу здійснювали декілька разів.

2009 рік - проект Закону України "Про енергоефективність будівель" був внесений Кабінетом Міністрів України, а у 2010 відкликаний;

2010 рік - проект закону за тією ж назвою був внесений народним депутатом Ю.В. Одарченком і не був прийнятий;

2011 рік - проект Закону України «Про енергоефективність» був внесений народними депутатами С.В. Пашинським та О.Ф. Дубовим, але не прийнятий;

2012 рік - проект Закону України «Про енергоефективність житлових та громадських будівель» внесений Кабінетом Міністрів України та у 2013 році був відхилений Верховною Радою України;

2014 рік - проект Закону України «Про енергетичну ефективність будівель» внесений народними депутатами України Д.Й. Андрієвьким, А.В. Бабак, В.Ф. Сташуком та ін. був прийнятим Верховною Радою України та підписаний Президентом України 20.07.2017. Цей закон регулює відносини, що виникають у сфері забезпечення енергетичної ефективності будівель, з метою підвищення рівня енергетичної ефективності будівель з урахуванням місцевих кліматичних умов та забезпечення належних умов для проживання та/або життєдіяльності людей у таких будівлях і є прямою імплементацією Директиви 2010/31/ЄС [2] у законодавче поле України.

Одночасно були прийняті Закон України «Про Фонд енергоефективності» та Закон України «Про комерційний облік теплової енергії та водопостачання», які створюють умови для державної підтримки та стимулювання заходів підвищення енергоефективності, дозволяють контролювати ефективність реалізації цих заходів та сприятимуть підвищенню енергетичної незалежності та енергетичної безпеки держави.

Враховуючи це, є всі підстави для ствердження, що законодавча та нормативна системи створюють цілісний механізм з вирішення питань підвищення енергоефективності будівель в Україні.

МЕТА СТАТТІ Визначення основних методичних принципів побудови нормативної бази з питань енергоефективності будівель на основі параметричного методу нормування показників безпеки об'єктів будівництва

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ В основу розробки нормативної бази в галузі енергоефективності покладено методологічний принцип розгляду будівлі як енергетичної системи, до складу якої входить низка взаємопов'язаних підсистем [3-5].

Розвиток вітчизняної нормативної бази у сфері енергоефективності будівель здійснювався за такими етапами.

До 1994 р. проектування будівель здійснювали за СНиП II-3-79** «Строительная теплотехника». Основним критерієм енергоефективності був показник опору теплопередачі огороджувальних конструкцій, який оцінювали на підставі вимог із санітарної гігієни та економічно доцільних витрат.

Зазначеними нормами встановлювались і інші показники, за якими проектували теплоізоляційну оболонку будинків. Наприклад, допустиму температуру внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції при розрахункових температурах зовнішнього ($t_н$) та внутрішнього ($t_в$) повітря визначали за формулами

$$\tau_в = t_в - \frac{n(t_в - t_н)}{R_{ов}\alpha}, \qquad (1)$$

$$\tau'_в = t_в - \frac{n(t_в - t_н)}{R_{ов}^{усл}\alpha} \cdot \left[1 + \eta\left(\frac{R_о^{усл}}{R'_о} - 1\right)\right], \qquad (2)$$

де: $R_о$ – опір теплопередачі по основному полю, $R_о^{усл}$ – приведений опір теплопередачі, $R'_о$ - опір теплопередачі по зоні теплопровідного включення, $\alpha_в$ – коефіцієнт тепловіддачі.

Формулу (1) застосовували для термічно однорідних конструкцій, формулу (2) – для термічно неоднорідних конструкцій, тобто на методичному рівні вже враховували термічну неоднорідність конструкцій і її вплив на тепловтрати будівлі.

У 1996 р. в Україні Зміною № 1 до СНиП II-3-79** було у 2,0-2,5 рази підвищено вимоги до опору теплопередачі огороджувальних конструкцій житлових та громадських будівель. Інші показники в цих нормах не переглядали, що зумовило масове виникнення теплових відмов при реалізації проектів будівель із підвищеним опором теплопередачі стін, але з необґрунтованим їх технічним рішенням щодо вологісного режиму [1].

У 2006-2007 р.р. - уведено в дію державні будівельні норми ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель» - нове покоління будівельних норм з енергоефективності будівель. Цими нормами введено принципово новий критерій енергоефективності будівель - вимоги до питомих тепловитрат будинку в цілому, а також встановлено альтернативний принцип проектування теплоізоляційної оболонки будинків – не тільки за поелементними нормативними вимогами, але і за інтегральними допустимими тепловитратами будинку в цілому. Вперше на нормативному рівні встановлено поняття енергоефективності будинку та введено класифікацію будинків за показником енергоефективності, що дозволило перейти на якісно новий рівень комплексного оцінювання енергетичних показників будинків.

Упродовж 2008-2010 р.р. у розвиток методичних положень з енергоефективності будівель було створено систему норм та стандартів із регламентації вимог та методів контролювання показників та критеріїв енергоефективності.

У 2012 - 2014 р.р. здійснено процес із гармонізації національного нормативного поля з європейськими нормами у галузі енергоефективності та імплементацію європейських стандартів у національну систему норм та стандартів.

У 2015 -2017 р.р. розпочато методичний перехід на параметричний метод нормування при проектуванні будівель за показниками енергоефективності та продовжено процес гармонізації з нормами ЄС.

Загальну систему норм ЄС можна представити схемою на рис.1. В основу структури визначення показників енергоефективності будівлі покладені вимоги EN ISO 13790:2008 «Energy performance of buildings
- Calculation of energy use for space heating and cooling (ISO 13790:2008)», EN 15217:2007 «Energy performance of buildings - Methods for expressing energy performance and for energy certification of buildings» та EN 15603:2008 «Energy performance of buildings - Overall energy use and definition of

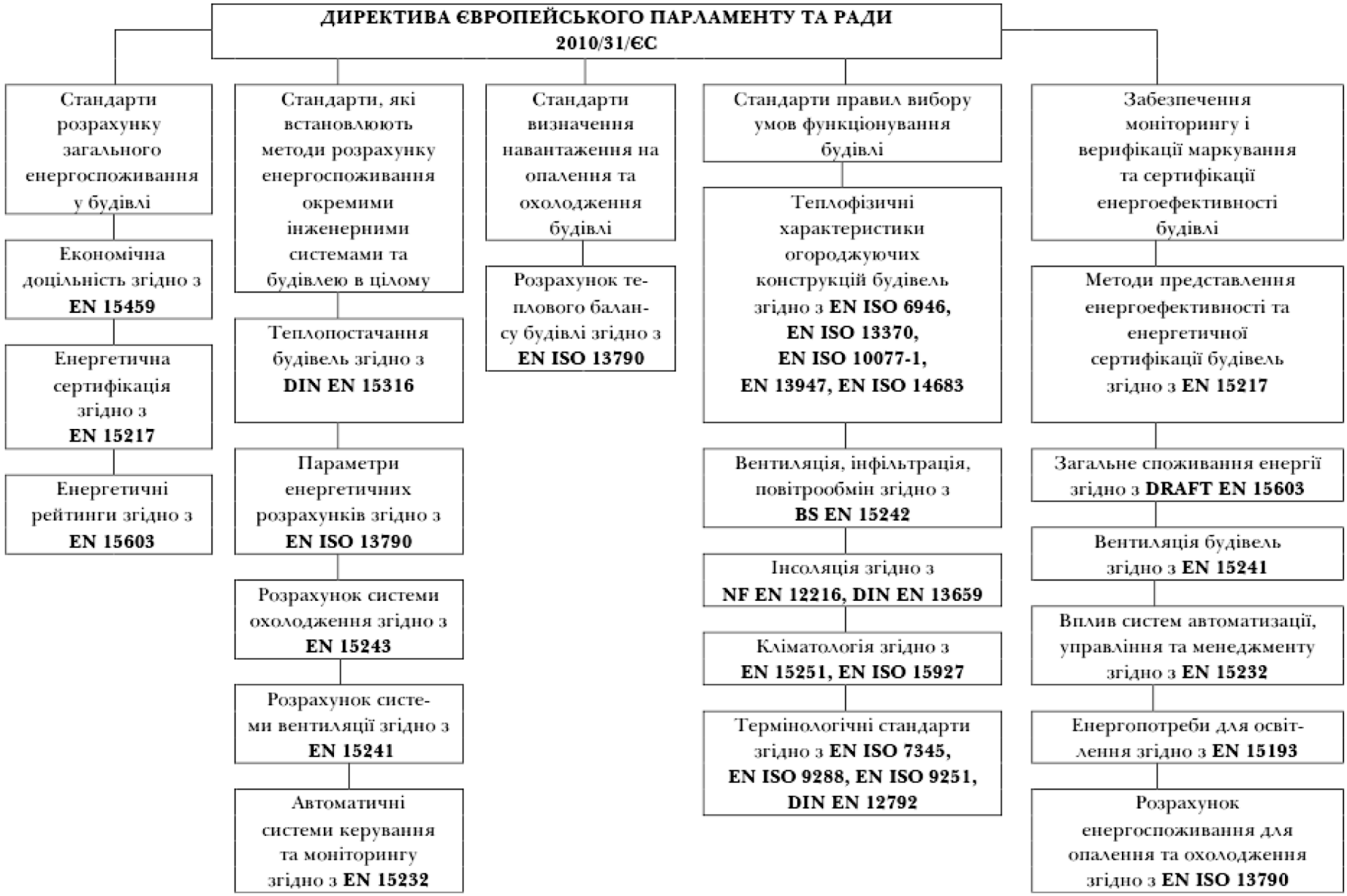


Рис.1. Система чинних норм та стандартів у сфері енергоефективності будівель Європейського Союзу.

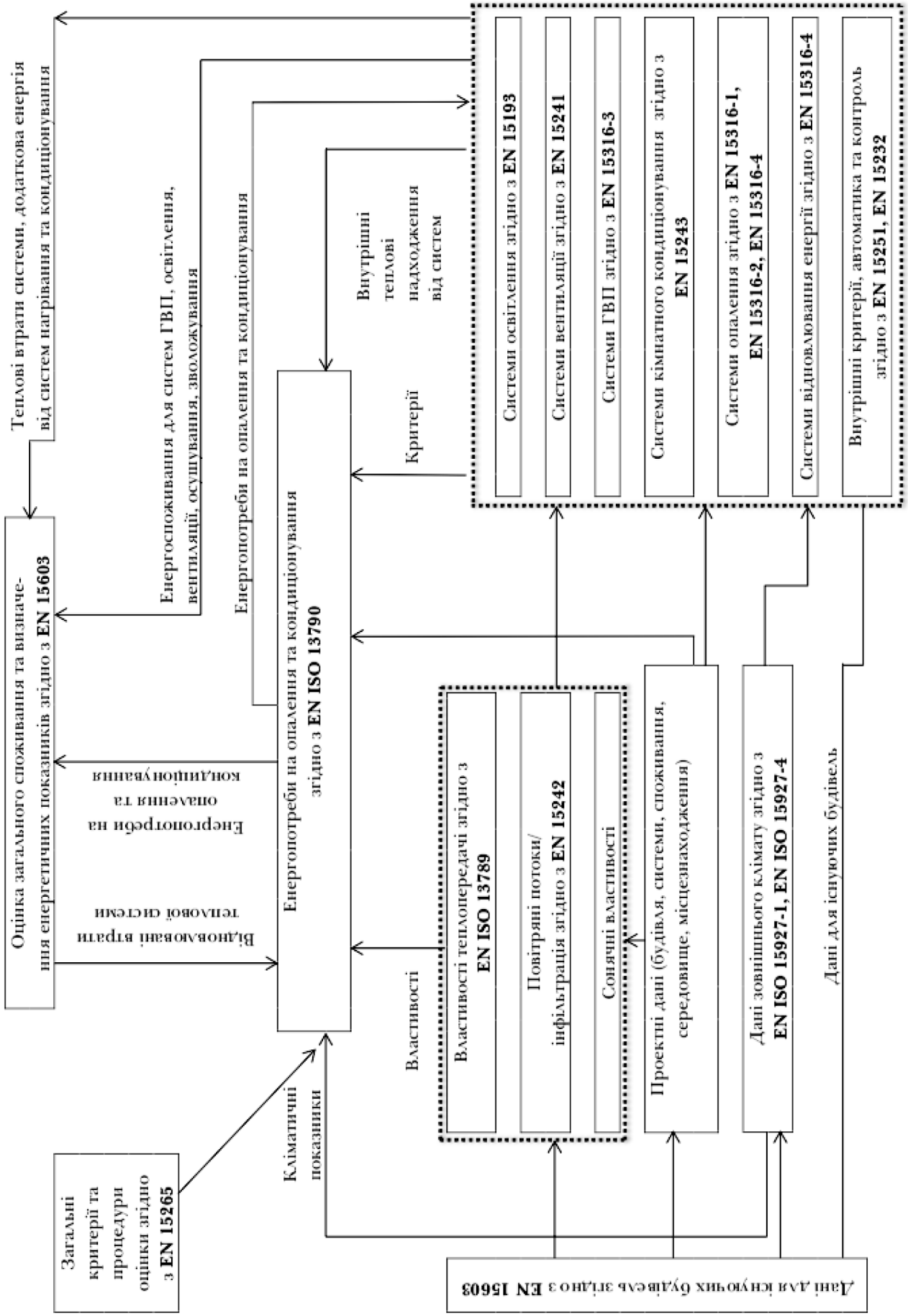


Рис.2. Схема взаємозв'язку систем будівлі.

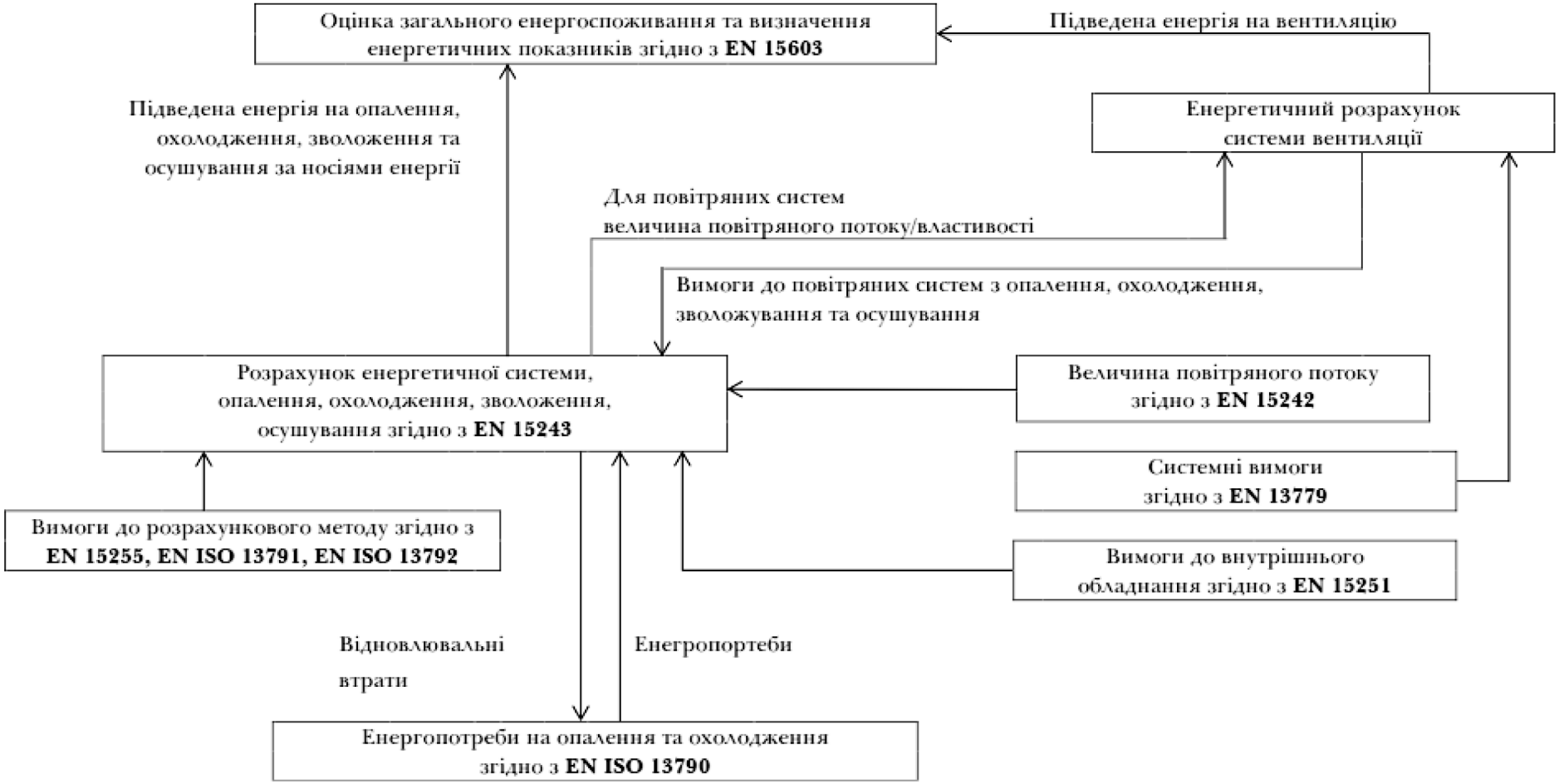


Рис.3. Схема взаємозв'язку для систем кондиціонування.

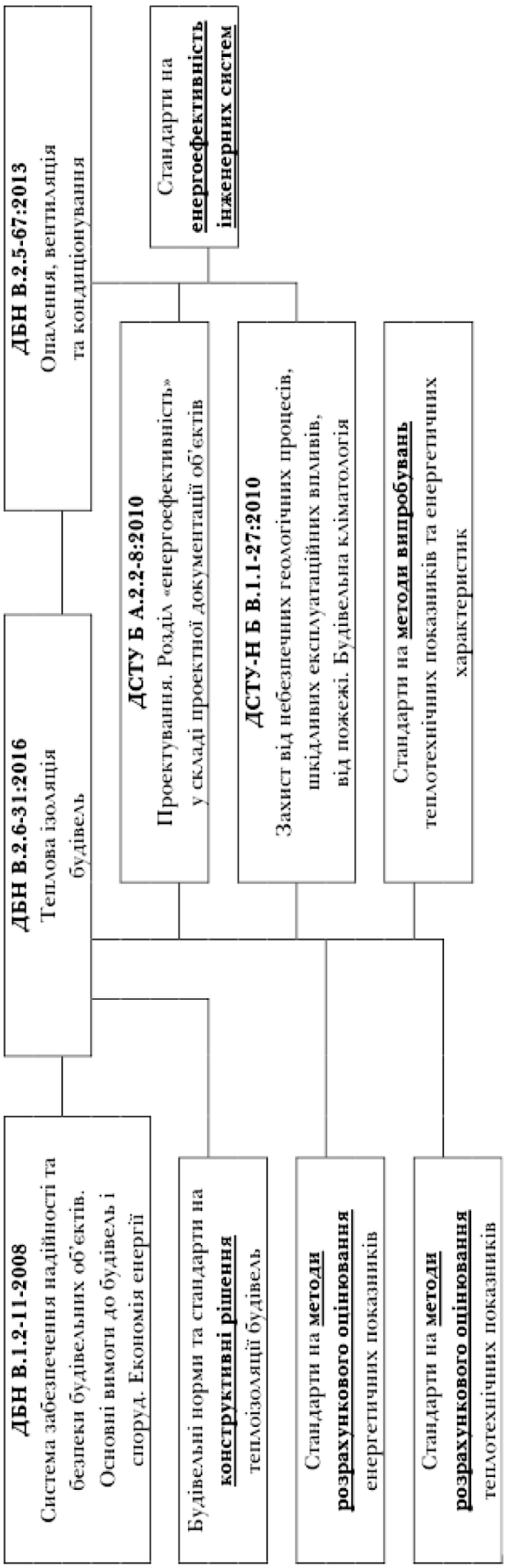


Рис.4. Система державних будівельних норм та національних стандартів у сфері енергоефективності будівель.

energy ratings». При цьому, будівлю розглядають як складну інженерну систему і вимоги встановлюють низкою взаємопов'язаних стандартів (рис.2). Для кожної з підсистем будівлі встановлюють вимоги відповідно до окремих стандартів, як це показано, наприклад, для систем кондиціонування (рис.3).

Цей методичний принцип покладено і у вітчизняну систему нормування вимог з енергоефективності до будівель. Основою є системні норми ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель» [6] та ДБН В.1.2-11-2008 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель та споруд. Економія енергії» [7] (рис. 4).

ДБН В.1.2-11-2008 [7] встановлює основні вимоги до економії енергії під час проектування, зведення та експлуатації будівель, а також формулює вимоги до нормативних документів усіх наступних рівнів у галузі енергозбереження будівель. Критерієм ефективного використання енергії є комплексний показник енергоефективності будівлі, який встановлює граничні межі енергоспоживання і використовується при проектуванні, будівництві, здачі в експлуатацію, а також у подальшій експлуатації з урахуванням класу його енергоефективності.

ДБН В.2.6-31:2016 [6] є першим у вітчизняній практиці нормативним документом, в якому у повній мірі реалізовано параметричний метод нормування, який визнаний світовою спільнотою одним із найбільш прогресивних і перспективних методів нормування у будівництві. Методичною основою параметричного методу нормування є формування ієрархії цілей і завдань, встановлення вимог та критеріїв, що визначають безпеку, функціональність та якість об'єкта нормування.

Методична концепція ДБН В.2.6-31:2016 [6] полягає у регламентації обов'язкових вимог до показника енергоефективності будівель – питомої енергопотреби, а нормативні теплоізоляційні характеристики елементів будівель є похідними (рис.5).

Економічні вимоги

$$EP_{\text{буд}} \le E_{\max}$$

$$R_{\Sigma\text{пр}} \ge R_{q\,\min}$$

Рис.5 Схема методичної концепції проектування будівель за показниками енергоефективності.

де E – питома теплопотреба будівлі на опалення, вентиляцію, кондиціонування та гаряче водопостачання, R - опір теплопередачі огороджувальних конструкцій.

ДБН В.2.6-31:2016 [6] є практичною реалізацією вимог Директиви [2] щодо методології оцінки будівель за критеріями енергоефективності.

Вимоги при проектуванні основних інженерних систем будівлі встановлені на сучасних принципах у ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування» [8]. Взаємозв'язок між положеннями ДБН В.2.5-67:2013 [8] та ДБН В.2.6-31:2016 [6] здійснюється при визначенні класу енергоефек-

Таблиця 1. Вплив заходів із автоматизації інженерних систем на клас енергоефективності будівель згідно з вимогами ДСТУ Б А.2.2-8:2010 [9]

Характеристика	Варіанти деталізації характеристики	Клас енергетичної ефективності будівель
Регулювання надходження теплової енергії до приміщення	відсутнє автоматичне регулювання	D
	центральне автоматичне регулювання	D
	місцеве автоматичне регулювання терморегуляторами на опалювальних приладах приміщення або електронне регулювання	С та нижче
	місцеве регулювання в приміщенні з комунікацією між контролерами та центральною системою контролю	В та нижче
	місцеве автоматичне регулювання з урахуванням фактичних потреб (згідно з присутністю людей у приміщенні, якістю повітря, тощо)	А та нижче

тивності будівлі з урахуванням як рівня теплової ізоляції, так і ефективності інженерних систем згідно з вимогами ДСТУ Б А.2.2-8:2010 «Проектування. Розділ «енергоефективність» у складі проектної документації об'єктів» [9].

Методичною основою визначення класу енергоефективності, яка закладена у вимоги ДСТУ Б А.2.2-8:2010 [9], є те, що незалежно від рівня теплоізоляції огороджувальних конструкцій (навіть при опорі теплопередачі вдвічі більшому за нормативний) при відсутності автоматичного регулювання надходжень теплової енергії до приміщень будівля не може мати класу енергоефективності більш ніж D (табл.1). Тільки за наявності автоматичного регулювання теплоподачі від приладів опалення забезпечується клас енергоефективності С при відповідних рівнях теплотехнічних показників елементів теплоізоляційної оболонки будинків.

Структура норм та стандартів з регламентації вимог до енергоефективності інженерних систем будівель представлена на рис. 6. Основним принципом побудови цієї нормативної гілки є поєднання вимог з проектування за національними нормативними актами та системним європейським документом EN 15232:2007 «Energy performance of buildings - Impact of Building Automation, Controls and Building Management».

Чинні нормативні документи на системи вентиляції, кондиціонування та теплозабезпечення представлені на рис.7, 8. Основою цього сегменту нормативної бази є поєднання традиційних підходів до проектування систем опалення, вентиляції, кондиціонування будівель з прийнятими методами, що отримали свій розвиток у європейській базі. Взагалі, нормативний акт ДБН В.2.5-67:2013 [8] розроблявся досить тривалий час і тільки завдяки роботам В. Пиркова [10] було доведено розроблення цього документу до належного рівня.

Нормативні вимоги, що встановлені у ДБН В.2.5-67:2013 [8], деталізуються вимогами гармонізованих стандартів: ДСТУ Б EN 12599:2006 [11],
ДСТУ Б EN 13779:2011 [12],
ДСТУ Б EN 15241:2015 [13],
ДСТУ Б EN 15242:2015 [14].
ДСТУ Б EN 15243:2015 [15],
ДСТУ Б CEN/TR 14788:2015 [16].
ДСТУ Б EN 15316-1:2011 [17].
ДСТУ Б EN 15316-2-1:2011 [18].
ДСТУ Б EN 15316-2-3:2011 [19].

Рис.6. Чинні державні будівельні норми та національні стандарти з енергоефективності інженерних систем будівель.

Стандарти на **системи вентиляції та кондиціонування**

ДСТУ Б EN 12599:2006 Системи вентиляції та кондиціонування повітря. Процедури випробування та методи вимірювання під час здавання в експлуатацію систем вентиляції та кондиціонування повітря (EN 12599:2000, IDT)

ДСТУ Б EN 13779:2011 Вентиляція громадських будівель. Вимоги до виконання систем вентиляції та кондиціонування повітря (EN 13779:2007, IDT)

ДСТУ Б EN 15241:2015 Вентиляція будівель. Методи розрахунку енерговитрат при вентиляції та інфільтрації повітря у будівлях (EN 15241:2007, IDT + EN 15241:2007/AC:2011, IDT)

ДСТУ Б EN 15242:2015 Вентиляція будівель. Розрахункові методи визначення витрат повітря на вентиляцію будівель з урахуванням інфільтрації (EN 15242:2007, IDT)

ДСТУ Б EN 15243:2015 Вентиляція будівель. Розрахунок температури приміщень та методи визначення навантажень і енергопотреб для будівель з системами кондиціонування повітря (EN 15243:2007, IDT)

ДСТУ Б CEN/TR 14788:2015 Вентиляція будівель. Проектування та визначення характеристик систем вентиляції житлових будинків (CEN/TR 14788:2006, IDT)

Рис.7. Чинні національні стандарти з проектування та оцінки систем вентиляції та кондиціонування.

-

Стандарти на **системи теплозабезпечення**

ДСТУ-Н Б В.2.5-62:2012 Настанова з проектування та монтажу систем опалення із застосуванням сталевих панельних радіаторів

ДСТУ Б EN 15316-1:2011 Системи теплозабезпечення будівель. Методика розрахунку енергопотреби та енергоефективності системи. Частина 1. Загальні положення (EN 15316-1:2007, IDT)

ДСТУ Б EN 15316-2-1:2011 Системи теплозабезпечення будівель. Методика розрахунку енергопотреби та енергоефективності системи. Частина 2-1. Тепловіддача системою опалення (EN 15316-2-1:2007, IDT)

ДСТУ Б EN 15316-2-3:2011 Системи теплозабезпечення будівель. Методика розрахунку енергопотреби та енергоефективності системи. Частина 2-3. Теплорозподілення в системі опалення (EN 15316-2-3:2007, IDT)

Рис.8. Національні стандарти з проектування та оцінки систем теплозабезпечення.

Стандарти на **методи розрахункового оцінювання** теплотехнічних показників ОК

ДСТУ-Н Б В.2.6-190:2013 Настанова з розрахункової оцінки показників теплостійкості та теплозасвоєння огороджувальних конструкцій

ДСТУ-Н Б В.2.6-192:2013 Настанова з розрахункової оцінки тепловологісного стану огороджувальних конструкцій

ДСТУ-Н Б В.2.6-191:2013 Настанова з розрахункової оцінки повітропроникності огороджувальних конструкцій

ДСТУ Б В.2.6-189:2013 Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель

Рис.9. Схема нормативних документів з визначення методів розрахунку теплотехнічних показників огороджувальних конструкцій.

Параметричний метод, що покладений в основу ДБН В.2.6-31:2016 [6], обумовлює розкриття положень методичного змісту, що визначають алгоритми та методики оцінювання критеріїв придатності, у документах нижчого рівня, тобто у стандартах та настановах. Вимоги ДБН В.2.6-31 ще у версії 2006 р. встановлювали поелементний метод, коли проектування здійснюється із забезпечення вимог до теплотехнічних показників елементів теплоізоляційної оболонки будівель, та інтегральний метод, коли проектування теплоізоляційної оболонки виконувалось згідно вимог до питомих тепловтрат будівлі в цілому. Цей методичний принцип збережений і новому поколінню цих норм версії 2016р. На рис.9 представлено перелік стандартів, які визначають методики розрахунку теплотехнічних показників огороджувальний конструкцій.

В основу ДСТУ-Н Б В.2.6-190:2013 «Настанова з розрахункової оцінки показників теплостійкості та теплозасвоєння огороджувальних конструкцій» [20] покладені положення теорії теплостійкості огороджувальних конструкцій при теплових потоках з характером зміни яких, $q(x, z)$, у часі z і в просторі x, y вигляді:

$$-q(x,z) = \lambda \frac{\partial \tau}{\partial x} = \lambda \psi \left(C_1 sh\psi x + C_2 ch\psi x \right) e^{a\psi}$$

$$S\sqrt{i}\left(C_1 sh\psi x + C_2 ch\psi x \right) e^{a\psi^2 z}, \qquad (3)$$

з використанням у рівнянні (3) ключового поняття теорії теплостійкості [21-23]:

$$\lambda\psi = \lambda\sqrt{\frac{i2\pi c\rho}{\lambda Z}} = \sqrt{\frac{2\pi c\rho\lambda}{Z}}\sqrt{i} = S\sqrt{i}, \qquad (4)$$

де S - коефіцієнт теплозасвоєння матеріалу шару, який залежить від теплофізичних характеристик матеріалу λ і $c\rho$, і періоду коливання Z.

При значеннях опору теплопередачі огороджувальних конструкцій вище 2,5 м^{2}К/Вт показник теплостійкості забезпечується завжди, тому для непрозорих зовнішніх огороджень житлових та громадських будівель цей показник не є критичним. В той же час, вимоги ДБН В.2.6-31 розповсюджуються і на будівлі промислового призначення, для яких не існує нормативного значення показника питомої енергопотреби, але поелементні вимоги встановлені і однією з цих вимог є теплостійкість.

У нормативному документі ДСТУ-Н Б В.2.6-192:2013 «Настанова з розрахункової оцінки тепловологісного стану огороджувальних конструкцій» застосовується математична модель, в якій потенціал переносу маси прийнято парціальний тиск водяної пари і потоки маси при цьому визначають за формулою:

$$\vec{J}_1 = -\mu(e,\tau)\vec{1}_n \frac{\partial e}{\partial n}, \qquad (5)$$

де e – парціальний тиск водяної пари, μ- паропроникність, τ – температура.

Розрахунки вологісного режиму конструкцій проводяться, як для періоду вологонакопичення, так і для періоду вологовіддачі з визначенням річного балансу вологи у товщі конструкції.

З точки зору енергозбереження повітропроникність є негативним тепловим фактором, що вимагає обмежень можливості проникнення холодного зовнішнього повітря крізь елементи огороджувальних конструкцій. Розрахунки повітропроникності огороджувальних конструкцій здійснюють згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6-191:2013 «Настанова з розрахункової оцінки повітропроникності огороджувальних конструкцій».

Особливості проведення розрахунків термічно неоднорідних огороджувальних конструкцій та визначення необхідної товщини теплоізоляційного матеріалу на підставі оцінки приведеного опору теплопередачі з використанням значень лінійних та точкових опорів теплопередачі типових теплопровідних включень регламентується вимогами ДСТУ Б В.2.6-189:2013 «Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель».

Схема стандартів, які розкривають положення ДБН В.2.6-31:2016 [6] щодо визначення показників енергоефективності будівель, наведена на рис.10.

Енергетична ефективність будівлі – це властивість будівлі, її конструктивних елементів та інженерного обладнання забезпечувати протягом очікувано-

Стандарти на **методи розрахункового оцінювання** енергетичних показників будівель

ДСТУ Б А.2.2-8:2010 Проектування. Розділ «енергоефективність» у складі проектної документації об'єктів

ДСТУ Б В.2.2-39:2016 Методи та етапи проведення енергетичного аудиту будівель

ДСТУ Б EN ISO 7730:2011 Ергономіка теплового середовища. Аналітичне визначення та інтерпретація теплового комфорту на основі розрахунків показників PMV і PPD і критеріїв локального теплового комфорту (EN ISO 7730:2005, IDT)

ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель по відношенню до якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT)

ДСТУ Б EN ISO 13790:2011 Енергетична ефективність будівель. Розрахунок енергоспоживання на опалення та охолодження (EN ISO 13790:2008, IDT)

ДСТУ Б EN 15603:2013 Енергетична ефективність будівель. Загальне енергоспоживання та проведення енергетичної оцінки (EN 15603:2008, IDT)

ДСТУ Б EN 15217:2013 Енергетична ефективність будівель. Методи представлення енергетичних характеристик та енергетичної сертифікації будівель (EN 15217:2007, IDT)

ДСТУ Б А.2.2-12:2015 Енергетична ефективність будівель. Метод розрахунку енергоспоживання при опаленні, охолодженні, вентиляції, освітленні та гарячому водопостачанні

ДСТУ-Н Б А.2.2-13:2015 Енергетична ефективність будівель. Настанова з проведення енергетичної оцінки будівель

Рис.10. Схема чинних національних стандартів із розрахункової оцінки показників енергоефективності будівель.

го життєвого циклу будівлі побутові потреби людини та оптимальні мікрокліматичні умови для її перебування та/або проживання у приміщеннях такої будівлі при нормативно допустимому (оптимальному) рівні витрат енергетичних ресурсів на кондиціонування (опалення, охолодження) повітря, гаряче водопостачання.

Методики визначення значень оптимальних параметрів мікроклімату встановлені у ДСТУ Б EN ISO 7730:2011 «Ергономіка теплового середовища. Аналітичне визначення та інтерпретація теплового комфорту на основі розрахунків показників PMV і PPD і критеріїв локального теплового комфорту (EN ISO 7730:2005, IDT)» та ДСТУ Б EN 15251:2011 «Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель по відношенню до якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT)».

Системні міжнародні та європейські стандарти EN ISO 13790:2008, EN 15217:2007 та EN 15603:2008 прийняті в Україні як гармонізовані ідентичні стандарти. ДСТУ Б EN ISO 13790:2011 «Енергетична ефективність будівель. Розрахунок енергоспоживання на опалення та охолодження (EN ISO 13790:2008, IDT)», ДСТУ Б EN 15217:2013 «Енергетична ефективність будівель. Методи представлення енергетичних характеристик та енергетичної сертифікації будівель (EN 15217:2007, IDT)» та ДСТУ Б EN 15603:2013 «Енергетична ефективність будівель. Загальне енергоспоживання та проведення енергетичної оцінки (EN 15603:2008, IDT)» прийняті у двомовному форматі. Особливостям методичних положень та практичного застосування цих стандартів планується присвятити кілька окремих публікацій, де будуть розглянуті методологія побудови національних стандартів ДСТУ Б А.2.2-12:2015 «Енергетична ефективність будівель. Метод розрахунку енергоспоживання при опаленні, охолодженні, вентиляції, освітленні та гарячому водопостачанні», ДСТУ-Н Б А.2.2-13:2015 «Енергетична ефективність будівель. Настанова з проведення енергетичної оцінки будівель», а також ДСТУ Б В.2.2-39:2016 «Методи та етапи проведення енергетичного аудиту будівель».

ВИСНОВКИ

Національна нормативна база у галузі енергоефек-

тивності будівель повністю відповідає за своєю структурою та методичною побудовою європейським принципам нормування та оцінки енергоефективності будівель. Забезпечено еволюційний розвиток системи проектування з урахуванням як традиційних методів та підходів до проектування будівель, так і застосування сучасних передових методів оцінки і забезпечення показників енергоефективності.

Параметричний метод нормування впроваджує у практику робіт вітчизняних фахівців гнучкі методи проектування, що дозволяє оптимізувати технічні рішення будівель за показниками їх енергоефективності.

Наступним етапом розвитку нормативної бази повинно бути розроблення методів та процедур енергетичного маркування. При цьому, енергетичному маркуванню повинні підлягати будівлі в цілому і основні елементи цих будівель, які визначають їх енергетичні характеристики. Тільки при такому комплексному підході можливо отримати значущі результати з енергозбереження при експлуатації будівель.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Фаренюк Г.Г. Основи забезпечення енергоефективності будинків та теплової надійності огороджувальних конструкцій / Г.Г. Фаренюк. - Київ: Гама-Принт, 2009. - 216 с.
2. Directive 2010/31/eu of the European parliament and of the council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings (recast) // Official J. of the Europ. Communities. – 2010, L.153. – P. 13-35.
3. Фаренюк Г.Г. Наукові основи нормативного забезпечення енергоефективності будівельних об'єктів /Г.Г. Фаренюк // Вентиляція, освітлення та теплогазопостачання, 2010. Вип. 14. - С. 52-60.
4. Фаренюк Г.Г. Розвиток системи нормативних документів України із забезпечення енергозбереження та енергоефективності будівель / Г.Г. Фаренюк, Д.В. Барзилович // Будівельні конструкції: зб. наукових пр., 2013. - Вип.77. - С. 3-9.
5. Фаренюк Г.Г. Науково-методичні напрями вирішення проблеми енергоефективності будівель / Г.Г. Фаренюк, О.М. Федевич // Будівельні конструкції: зб. наукових пр., 2013, вип. 77. - С.10-14.
6. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2017. – [Чинні від 2017-05-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2017. – III, - 31 с. – (Будівельні норми України).
7. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель та споруд. Економія енергії: ДБН В.1.2-11-2008. – [Чинні від 2008-10-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2008. – 13 с. – (Будівельні норми України).
8. Опалення, вентиляція та кондиціонування: ДБН В.2.5-67:2013. – [Чинні від 2014-01-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2013. – V, 141 с. – (Будівельні норми України).
9. Проектування. Розділ «Енергоефективність» у складі проектної документації об'єктів: ДСТУ Б А.2.2-8:2010. – [Чинний від 2010-07-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – IV, 30 с. – (Національний стандарт України).
10. Пирков В.В. Особливості проектування систем водяного опалення / В.В. Пирков. – Київ: Такі справи, 2003. – 176 с.
11. Системи вентиляції та кондиціонування повітря. Процедури випробування та методи вимірювання під час здавання в експлуатацію систем вентиляції та кондиціонування повітря (EN 12599:2000, IDT): ДСТУ Б EN 12599:2006 – [Чинний від 2006-07-01]. – Київ: ДП «Держспоживстандарт», 2006. – 38 с. – (Національний стандарт України).
12. Вентиляція громадських будівель. Вимоги до виконання систем вентиляції та кондиціонування повітря (EN 13779:2007, IDT): ДСТУ Б EN 13779:2011. – [Чинний від 2013-01-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. – VII, 101 с. – (Національний стандарт України).
13. Вентиляція будівель. Методи розрахунку енерговитрат при вентиляції та інфільтрації повітря у будівлях (EN 15241:2007, IDT + EN 15241:2007/AC:2011, IDT): ДСТУ Б EN 15241:2015. – [Чинний від 2016-10-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2016. – 44 с. – (Національний стандарт України).
14. Вентиляція будівель. Розрахункові методи визначення витрат повітря на вентиляцію будівель з урахуванням інфільтрації (EN 15242:2007, IDT): ДСТУ Б EN 15242:2015. – [Чинний від 2016-10-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2016. – 68 с. – (Національний стандарт України).
15. Вентиляція будівель. Розрахунок температури приміщень та методи визначення навантажень і енергопотреб для будівель з системами кондиціонування повітря» (EN 15243:2007, IDT): ДСТУ Б EN 15243:2015. – [Чинний від 2016-10-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2016. – 223 с. – (Національний стандарт України).
16. Вентиляція будівель. Проектування та визначення характеристик систем вентиляції житлових будинків (CEN/TR 14788:2006, IDT): ДСТУ Б CEN/TR 14788:2015. – [Чинний від 2016-10-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2016. – 94 с. – (Національний стандарт України).
17. Системи теплозабезпечення будівель. Методика розрахунку енергопотреби та енергоефективності системи. Частина 1. Загальні положення» (EN 15316-1:2007, IDT): ДСТУ Б EN 15316-1:2011. – [Чинний від 2013-01-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. – VI, 33 с. – (Національний стандарт України).
18. Системи теплозабезпечення будівель. Методика розрахунку енергопотреби та енергоефективності системи. Частина 2-1. Тепловіддача системою опалення (EN 15316-2-1:2007, IDT): ДСТУ Б EN 15316-2-1:2011. — [Чинний від 2013-01-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. – VI, 43 с. – (Національний стандарт України).
19. Системи теплозабезпечення будівель. Методика розрахунку енергопотреби та енергоефективності системи. Частина 2-3. Теплорозподілення у системі опалення (EN 15316-2-3:2007, IDT): ДСТУ Б EN 15316-2-3:2011. — [Чинний від 2013-01-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. – VII, 53 с. – (Національний стандарт України).
20. Настанова з розрахункової оцінки показни-

ків теплостійкості та теплозасвоєння огороджувальних конструкцій: ДСТУ-Н Б В.2.6-190:2013. – [Чинний від 2014-01-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2014. – III, 36 с. – (Національний стандарт України).
21. Шкловер А.М. Теплопередача при периодических тепловых воздействиях / Шкловер А.М. – М.-Л.: Госэнергоиздат, 1961. – 160 с.
22. Богословский В.Н. Тепловой режим здания / В.Н. Богословский. – М.: Стройиздат, 1979. - 248 с.
23. Лыков А.В. Теория теплопроводности / Лыков А.В. – М.: Высшая школа, 1967. – 599 с.

REFERENCES

1. Farenuyk G.G. Basics of ensuring the energy performance of buildings and thermal reliability of enclosing structures / G.G. Farenuyk. – Kyiv: Hama-Print, 2009. – 216 p.
2. Directive 2010/31/EU of the European parliament and of the Council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings (recast) // Official J. of the Europ. Communities. – 2010, L.153. – P. 13-35.
3. Farenuyk G.G. Scientific basis of normative ensuring the energy performance of building projects / G.G. Farenuyk // Ventilation, lighting and heat and gas supply. – 2010. – Issue 14. – P. 52-60.
4. Farenuyk G.G. The development of the system of normative documents of Ukraine on the efficiency and performance of buildings / G.G. Farenuyk, D.V. Barzylovych // Building Structures: collection of research papers. – 2013. – Issue 77. – P. 3-9.
5. Farenuyk G.G. Scientific and methodical directions of solving the problem of energy performance of buildings / G.G. Farenuyk, O.M. Fedevych // Building Structures: collection of research papers. – 2013. – Issue 77. – P. 10-14.
6. Thermal insulation of buildings: DBN V.2.6-31:2017. – [Effective from 2017-05-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2017. – III, 31 p. – (Construction norms of Ukraine).
7. System of ensuring the reliability and safety of building projects. Basic requirements for buildings and structures. Energy savings: DBN V.1.2-11-2008. – [Effective from 2008-10-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2008. – 13 p. – (Construction norms of Ukraine).
8. Heating, ventilation and conditioning: DBN V.2.5-67:2013. – [Effective from 2014-01-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2013. – V, 141 p. – (Construction norms of Ukraine).
9. Design. Section «Energy performance» as a part of projects design documentation: DSTU B A.2.2-8:2010. – [Effective from 2010-07-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2010. – IV, 30 p. – (National standard of Ukraine).
10. Pyrkov V.V. Features of the water heating systems design / V.V. Pyrkov. – Kyiv: Taki spravy, 2003. – 176 p.
11. Ventilation for buildings. Tests procedures and measuring methods for handling over installed ventilation and air conditioning systems (EN 12599:2000, IDT): DSTU B EN 12599:2006 – [Effective from 2006-07-01]. – Kyiv: SE «Derzhspozhyvstandart», 2006. – 38 p. – (National standard of Ukraine).
12. Ventilation for non-residential buildings. Performance requirements for ventilation and room-conditioning systems (EN 13779:2007, IDT): DSTU B EN 13779:2011. – [Effective from 2013-01-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2012. – VII, 101 p. – (National standard of Ukraine).
13. Ventilation for buildings. Calculation methods for energy losses due to ventilation and infiltration in buildings (EN 15241:2007, IDT + EN 15241:2007/AC:2011, IDT): DSTU B EN 15241:2015. – [Effective from 2016-10-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2016. – 44 p. – (National standard of Ukraine).
14. Ventilation for buildings. Calculation methods for the determination of air flow rates in buildings including infiltration (EN 15242:2007, IDT): DSTU B EN 15242:2015. – [Effective from 2016-10-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2016. – 68 p. – (National standard of Ukraine).
15. Ventilation for buildings. Calculation of room temperatures and of load and energy for buildings with room conditioning systems (EN 15243:2007, IDT): DSTU B EN 15243:2015. – [Effective from 2016-10-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2016. – 223 p. – (National standard of Ukraine).
16. Ventilation for buildings - Design and dimensioning of residential ventilation systems (CEN/TR 14788:2006, IDT): DSTU B CEN/TR 14788:2015. – [Effective from 2016-10-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2016. – 94 p. – (National standard of Ukraine).
17. Heating systems in buildings. Method for calculation of system energy requirements and system efficiencies. - Part 1: General (EN 15316-1:2007, IDT): DSTU B EN 15316-1:2011. – [Effective from 2013-01-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2012. – VI, 33 p. – (National standard of Ukraine).
18. Heating systems in buildings - Method for calculation of system energy requirements and system efficiencies – Part 2-1: Space heating emission systems (EN 15316-2-1:2007, IDT): DSTU B EN 15316-2-1:2011. — [Effective from 2013-01-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2012. – VI, 43 p. – (National standard of Ukraine).
19. Heating systems in buildings - Method for calculation of system energy requirements and system efficiencies - Part 2-3: Space heating distribution systems (EN 15316-2-3:2007, IDT): DSTU B EN 15316-2-3:2011. — [Effective from 2013-01-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2012. – VII, 53 p. – (National standard of Ukraine).
20. Manual on the estimation of design parameters of heat absorption and heat resistance of walling: DSTU-N B V.2.6-190:2013. – [Effective from 2014-01-01]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2014. – III, 36 p. – (National standard of Ukraine).
21. Shklover A.M. Heat transfer under periodic thermal influences / A.M. Shklover. – M.-L.: Gosenergoizdat, 1961. – 160 p.
22. Bohoslovskii V.N. Thermal conditions of the building / V.N. Bohoslovskii. – M.: Stroiizdat, 1979. – 248 p.
23. Lykov A.V. Theory of heat conduction / A.V. Lykov. – M.: Vysshaia shkola, 1967. – 599 p.

УДК 624.012.35:620.173/174

БАБИЧ Є.М.
Д-р технічних наук, проф., зав. каф., Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна,
e-mail:e.m.babich@nuwm.edu.ua
тел. +38 (036) 223-35-20
ORCID: 0000-0003-1746-9991

РОМАШКО В.М.
Канд. технічних наук, доц., зав. каф., Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна,
e-mail:v.m.romashko@nuwm.edu.ua
тел. +38 (097) 595 75 91
ORCID: 0000-0003-3448-7489

МЕТОДОЛОГІЯ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНО-СИЛОВОЮ МОДЕЛЛЮ

АНОТАЦІЯ. Представлено найважливіші положення узагальненої методології розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів за граничними станами, розробленої за деформаційно-силовою моделлю, в основу якої закладено діаграму стану елемента «момент-кривина». Використання зазначеної діаграми у розрахунках забезпечує інтегральну оцінку напружено-деформованогостанунормальнихперерізів за гіпотезою, що функціонально поєднує силові фактори з деформаційними параметрами завантаженого залізобетонного елемента. В результаті цього систему статичних, геометричних та фізичних співвідношень, якими визначається напружено-деформований стан залізобетонного елемента, доповнено додатковими аналітичними залежностями. Ці залежності сприяють розкриттю внутрішньої статичної невизначеності перерізів залізобетонних елементів, забезпечують методологічну єдність їх розрахунків за граничними станами з уникненням численних ітераційних операцій при цьому. Обґрунтовано з фізичної точки зору пропозиції щодо застосування критеріїв вичерпання несучої здатності залізобетонних елементів.
Чітко окреслено функціональний зв'язок діаграм деформування матеріалів (бетону та арматури) з діаграмами стану залізобетонних елементів при їх розрахунках за несучою здатністю, прогинами та тріщиностійкістю. Сформульовано найважливіші положення теорії їх тріщиностійкості, що методологічно обґрунтовані з фізичної точки зору та максимально позбавлені емпіризму. Розроблено методологію розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин і відстані між ними з урахуванням не тільки зчеплення арматури з бетоном, але й зміни напружень уздовж осі арматури. Завдяки універсальній залежності «момент-кривина» отримано замкнуті рішення щодо визначення кривини та розрахунку деформацій (прогинів) залізобетонних елементів різними методологіями, в тому числі і енергетичними.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: залізобетон, елементи, діаграма стану, розрахунок, методологія

METHODOLOGY OF CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS FOR THE DEFORMATION-POWER MODEL

BABICH E.M., Dr., Prof., Head of Chair, National University of Water Management and Nature Recourses Use, Rivne, Ukraine
e-mail: e.m.babich@nuwm.edu.ua,
tel. +38 (036) 223-35-20,
ORCID: 0000-0003-1746-9991

ROMASHKO V.M., PhD., Associate Professor, Head of Chair, National University of Water Management and Nature Recourses Use
e-mail: v.m.romashko@nuwm.edu.ua,
tel. +38 (097) 595-75-91,
ORCID: 0000-0003-3448-7489

ABSTRACT. The major provisions of the generalized methodology for calculating the normal cross sections of reinforced concrete elements over limiting states are presented. It is developed on the deformation-force model, which is based on the element state diagram "moment-curvature". The usage of this diagram in the calculations provides an integral evaluation of the stress-strain state of the normal cross sections by the hypothesis that functionally combines the force factors with the deformation parameters of the loaded reinforced concrete element. As a result, the system of static, geometric and physical relationships describing the stress-strain state of the reinforced concrete element is expanded by additional analytic dependencies. These dependencies facilitate the disclosure of the internal static uncertainty of the reinforced concrete elements cross sections, ensure the methodological unity of their calculations on the limiting states and allow avoiding numerous iterative operations in this case. The proposals for the application of the bearing strength exhaustion criteria of reinforced concrete elements are substantiated from the physical point of view. The functional connection of the material deformation diagrams (concrete and reinforcement) with the state diagrams of reinforced concrete elements in their

calculations for the bearing strength, deflection and crack resistance is clearly outlined. The major provisions of the elements fracture toughness theory are substantiated methodologically and maximally rid of empiricism. A methodology technique for calculating the width of the opening of normal cracks and the distance between them is developed taking into account not only the adhesion of the reinforcement to the concrete, but also the changes in stress along the axis of the reinforcement. Due to the universal dependence "moment-curvature" closed solutions for determining the curvature and calculating the deformations (deflections) of reinforced concrete elements by various methodologies, including energy ones, are obtained.

KEY WORDS: reinforced concrete, elements, state diagram, calculation, methodology

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ. Методологія розрахунку залізобетонних елементів завжди розвивалася переважно у напрямку, де точність відтворення їх реального напружено-деформованого стану була пріоритетною. З розвитком комп'ютерних технологій питанням інженерної реалізації методів розрахунку зазначених елементів стали надавати дещо менше уваги. І сьогодні вже можна констатувати, що інженерні розрахунки залізобетонних елементів за існуючими методами, заснованими на деформаційних моделях, виконати часто буває проблематично.

У цьому зв'язку ставиться до вирішення проблема розробки загальної методології розрахунку залізобетонних елементів на основі гіпотези, що поєднує силові фактори з деформаційними параметрами завантаженого залізобетонного елемента, забезпечуючи тим самим інтегральну оцінку напружено-деформованого стану його перерізу. В основу зазначеної методології закладаються моделі, гіпотези та передумови, що дозволяють відтворювати реальний напружено-деформований стан залізобетонних елементів з розкриттям їх внутрішньої статичної невизначеності при забезпеченні методологічної єдності всіх розрахунків за граничними станами.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ. Одним із основних питань, що доводиться вирішувати при розробці чи вдосконаленні загальних методів розрахунку залізобетонних елементів, продовжує залишатися спосіб розкриття їх внутрішньої статичної невизначеності.

В методах, заснованих на силових моделях, зазначена проблема для залізобетонних елементів в стадії їх граничної рівноваги вирішувалася за допомогою умовного «шарніру пластичності» з ідеалізованою прямокутною епюрою напружень в стиснутому бетоні [1-3], а для проміжних експлуатаційних стадій вона не потребувала вирішення, оскільки розрахунки за граничними станами другої групи набули повної автономності та стали виконуватися на основі емпіричних залежностей без залучення гіпотези плоских перерізів. Певною мірою все це віддалило загальну теорію залізобетону від методів будівельної механіки.

Сучасні методи розрахунку залізобетонних елементів за деформаційними моделями [4-10] повернулися не тільки до використання гіпотези плоских перерізів, але й до заміни ідеалізованої прямокутної епюри напружень стиснутого бетону реальною криволінійною. Безперечно, що прийняті передумови дозволяють не тільки більш точно відтворювати реальний напружено-деформований стан залізобетонних елементів на будь-якій стадії їх деформування, але й загалом сприяють наближенню сучасної теорії бетону та залізобетону до загальних методів опору матеріалів і будівельної механіки. Однак у переважній більшості розроблені «деформаційні» методи залишаються доволі складними, оскільки потребують виконання чисельних ітераційних розрахунків. За таких обставин їх реалізація без спеціального програмного забезпечення стає проблематичною.

В проблемі розкриття внутрішньої статичної невизначеності перерізу елементів заміна ідеалізованої прямокутної епюри напружень на реальну криволінійну, у поєднанні з гіпотезою плоских перерізів, могла б бути повноцінною лише за відомих значень граничних деформацій стиснутого бетону. На жаль жодна з деформаційних моделей точних величин зазначених деформацій не надає. Щоправда їх наближені унормовані значення [5, 8] дозволяють дещо зменшити число ітерацій у розрахунках залізобетонних елементів за граничними станами першої групи. Наразі ж слід констатувати, що сучасні методи розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів за деформаційними моделями так і не пропонують способів розкриття їх внутрішньої статичної невизначеності.

Щодо розрахунків за граничними станами другої групи, то відсутність будь-яких рекомендацій чи способів зі швидкого знаходження (прогнозування) відносних деформацій розтягнутої арматури чи крайніх фібр стиснутого бетону веде не тільки до чисельних ітераційних операцій, але й до використання різного роду емпіричних залежностей, параметрів та коефіцієнтів. Звісно, що за вказаних обставин говорити про відсутність емпіризму в інженерних методах розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів за нинішніми деформаційними моделями стає проблематично.

МЕТА СТАТТІ. Основним завданням даної статті є висвітлення найважливіших положень загальної методології розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів, розробленої за деформаційно-силовою моделлю їх опору. Мето-

ди розрахунку, засновані на цій моделі, відрізняються від нинішніх деформаційних тим, що пов'язують силові фактори не просто з діаграмою деформування бетону чи з діаграмою деформування арматури, а одночасно з обома діаграмами, поєднаними між собою в залізобетонному елементі функцією кривини.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Загальну методологію розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів конструкцій будуватимемо за деформаційно-силовою моделлю їх опору на основі універсальної діаграми стану *M-1/r* при залученні гіпотез «нелінійності жорсткості» [11, 12], плоских перерізів та граничної рівноваги з використанням екстремального критерію несучої здатності

$$dM / d(1/r) = 0, \qquad (1)$$

де

M – внутрішні зусилля в найбільш напруженому перерізі елемента;

$1/r$ – кривина залізобетонного елемента у тому ж перерізі.

Завдяки застосуванню цих гіпотез і вирішуються проблеми розкриття внутрішньої статичної невизначеності залізобетонних елементів та забезпечення методологічної єдності їх розрахунків за граничними станами.

Із двох загальноприйнятих рівнянь рівноваги більш жорстким завжди є рівняння моментів, оскільки в ньому безпосередньо відображена умова та гіпотеза граничної рівноваги або загальний силовий критерій вичерпання несучої здатності.

$$M_{Ed} \le M_u, \qquad (2)$$

де

M_{Ed} – розрахункове значення згинального моменту від зовнішнього навантаження;

M_u – несуча здатність залізобетонного стержня (максимально можливе зусилля в ньому при настанні граничного стану).

Однак зазначений критерій не дозволяє спрогнозувати граничні деформації матеріалів, використаних для виготовлення залізобетонного елемента. Тому в деформаційно-силовій моделі до внутрішніх зусиль рівняння моментів застосовано екстремальний критерій несучої здатності (1). Завдяки цьому критерію, що за своєю сутністю є деформаційно-силовим, граничні деформації крайніх фібр стиснутого бетону ε_{cu} в залізобетонних елементах представлено у вигляді функції, залежної від параметрів армування та ступеню неоднорідності деформування бетону в їх поперечному перерізі [11, 12]

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c1} \cdot (1 + 5^3 \cdot \alpha_s \cdot \frac{(k-1)}{(6-k)} \cdot \sum_{i=1}^{n} \rho_{li} \cdot (\frac{x_{si}}{x})^2 + \beta_F \times$$

$$\times \left[\frac{(0{,}43 - 0{,}2(0{,}4 - m_h)^2)(1 - m_h^{3/2})(1 - m_h / k)\sqrt{(\ln k)^{(1-m_h^{3/2})}}}{1 + ((1/6 - 0{,}1 \cdot m_h^2)(k-2)\ln(6/k - 2(0{,}1 - m_h)))^2} + \right.$$

$$\left. + \frac{(0{,}43 - 0{,}2(0{,}4 - m_b)^2)(1 - m_b^{3/2})(1 - m_b / k)\sqrt{(\ln k)^{(1-m_b^{3/2})}}}{1 + ((1/6 - 0{,}1 \cdot m_b^2)(k-2)\ln(6/k - 2(0{,}1 - m_b)))^2} \right]), \qquad (3)$$

де

ε_{c1} – значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях $\alpha_s = E_s / 200000$;

α_s – відносне значення модуля пружності арматури ;

k – характеристика деформативності (пружно-пластичності) стиснутого бетону, $k = E_{co} \cdot \varepsilon_{ñ1} / f_{ñk}$;

E_{co} – початкове значення модуля пружності бетону;

x_{si} – відстань від нейтральної лінії до центра ваги стиснутих стержнів, напруження в яких в граничному стані не досягають межі текучості;

ρ_{li} – коефіцієнт армування перерізу елемента тими ж стержнями;

β_F – коефіцієнт, що залежить від виду напружено-деформованого стану елемента і приймається для

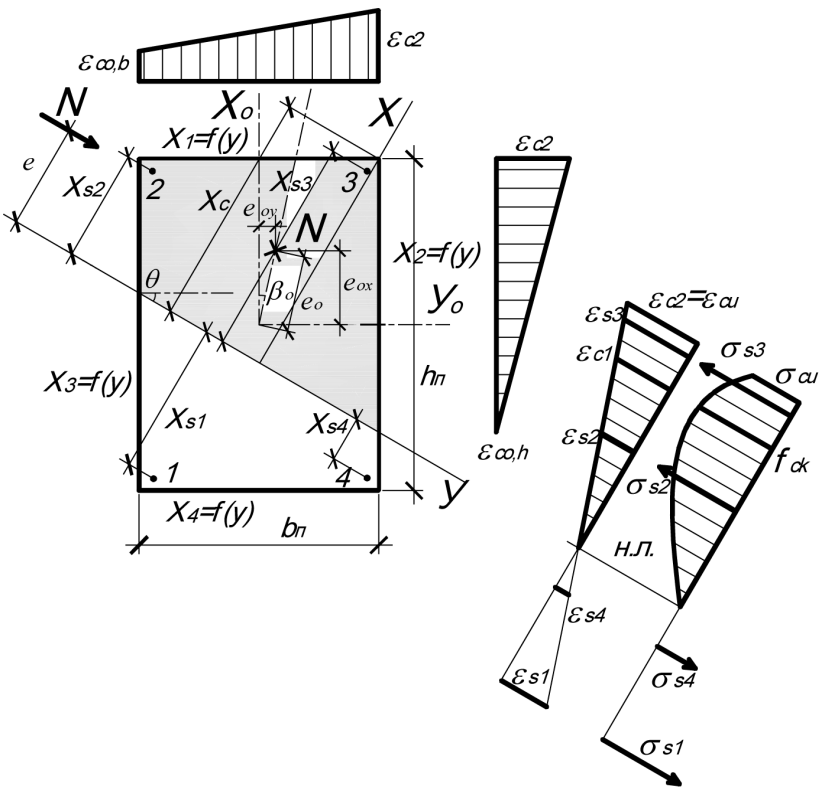


Рис. 1. Загальний випадок розрахункового перерізу залізобетонного елемента

стиснутих елементів – 1,0; для згинальних – 0,81;

m_h – параметр неоднорідності деформування стиснутого бетону уздовж сторони h_n, $m_h=\varepsilon_{co,h}/\varepsilon_{c2}$ (рис. 1);

m_b – параметр неоднорідності деформування стиснутого бетону уздовж сторони b_n, $m_b=\varepsilon_{co,b}/\varepsilon_{c2}$ (рис. 1);

$\varepsilon_{co,h}$ – відносні деформації найменш стиснутих фібр бетону по стиснутій грані h_n;

$\varepsilon_{co,b}$ – відносні деформації найменш стиснутих фібр по стиснутій грані b_n ;

ε_{c2} – відносні деформації найбільш стиснутих фібр бетону (рис. 1).

Таким чином, деформаційно-силова модель дозволяє повноцінно замінити ідеалізовану прямокутну епюру напружень на реальну криволінійну та забезпечити розкриття внутрішньої статичної невизначеності нормальних перерізів залізобетонних елементів у їх розрахунках за граничними станами першої групи.

У розрахунках за граничними станами другої групи напружено-деформований стан залізобетонного елемента на будь-якій стадії його деформування (рис. 2) оцінюють згідно загальноприйнятих рівнянь рівноваги

$$N = N_{\tilde{n}} - N_{\tilde{n}t} - N_s \,, \qquad (4)$$

$$M = M_{\tilde{n}} + M_{\tilde{n}t} + M_s \,, \qquad (5)$$

де

$N_{\tilde{n}}$, $M_{\tilde{n}}$ – внутрішні зусилля в бетоні стиснутої зони;

$N_{\tilde{n}t}$, $M_{\tilde{n}t}$ – внутрішні зусилля в бетоні розтягнутої зони;

N_s , M_s – внутрішні зусилля в арматурі.

В деформаційно-силовій моделі до цих рівнянь долучається узагальнена діаграма його стану M-$1/r$, що представлена функцією осередненої кривини [11, 12] в блоці між тріщинами (рис. 2), якщо такі виникають,

$$\frac{1}{r} = \frac{1/r_u}{2M_u}\left[(1-\frac{M}{M_u})\frac{D_o}{r_u} + 2M - \sqrt{((1-\frac{M}{M_u})\frac{D_o}{r_u} + 2M)^2 - 4M\cdot M_u}\right], \qquad (6)$$

де

D_0 – початкове значення повної ($\Sigma E_3, I_3$) або приведеної (E_{cp} ,$I_{red,0}$) жорсткості залізобетонного елемента;

$1/r_u$ – кривина залізобетонного елемента в стадії граничної рівноваги.

Утворення нормальних тріщин в залізобетонному елементі (M_{cr}) оцінюється згідно загальноприйнятих рівнянь рівноваги (4) та (5) за граничними деформаціями бетону в крайніх фібрах розтягнутої зони $\varepsilon_{\tilde{n}tu}$, визначеними за екстремальним критерієм його міцності

$$dN_{ct} / d\varepsilon_{ct} = 0 \,, \qquad (7)$$

де

N_{ct} – внутрішнє поздовжнє зусилля в розтягнутому бетоні найбільш напруженого перерізу елемента;

ε_{ct} – відносні деформації бетону в крайніх фібрах розтягнутої зони того ж перерізу.

Ширина розкриття нормальних тріщин w в залізобетонному елементі розраховується на підставі діаграми його стану (6) за відомим зусиллям M_w. Значення кривини $1/r_w$ коригують разом з осередненими деформаціями найбільш розтягнутого арматурного стержня ε_{sw} і крайніх фібр стиснутого бетону ε_{cw} (рис. 3) до виконання загальноприйнятих рівнянь рівноваги (4) та (5) з обумовленою точністю δ.

Згідно деформаційно-силової моделі розрахунок прогинів f, за відомих зусиль в залізобетонному елементі M_f, також здійснюється на основі діаграми його стану (6). Кривину $1/r_f$ та деформації найбільш розтягнутого арматурного стержня ε_{sf} і крайніх фібр стиснутого бетону ε_{cf} (рис. 3), що пов'язані між собою гіпотезою плоских перерізів, уточнюють разом з прогинами f_i до виконання загальноприйнятих рівнянь рівноваги (4) і (5) та додаткової умови

$$(f_{i-1} - f_i) / f_{i-1} \le \delta \,, \qquad (8)$$

де f_{i-1} та f_i – прогини елемента в процесі ітерацій.

Значення самого прогину обчислюють за формулою Сімпсона [11], правилом трапецій чи за класичним виразом

$$f_{\max} = s \cdot l^2 \cdot (1/r)_{\max} \,, \qquad (9)$$

де

s – коефіцієнт, що залежить від схеми завантаження та закріплення елементу;

l – розрахункова довжина залізобетонного елементу;

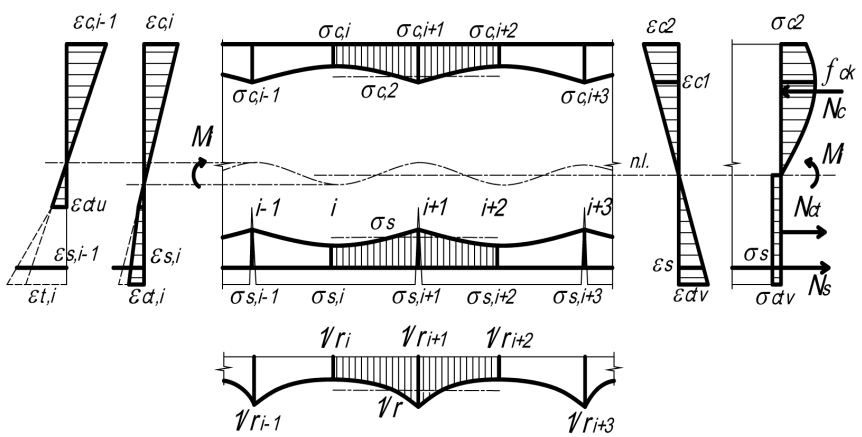


Рис. 2. Напружено-деформований стан залізобетонного елемента в осередненому блоці між тріщинами

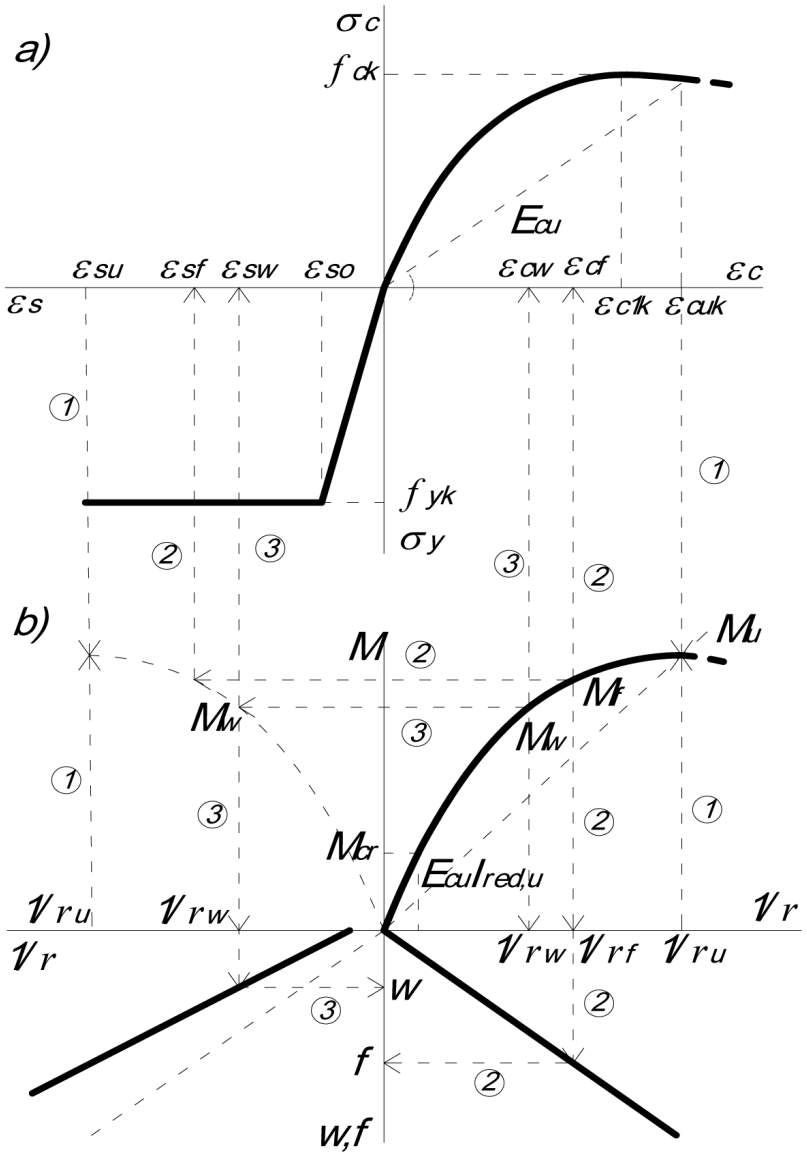


Рис. 3. Зв'язок діаграм стану матеріалів (a) з діаграмами стану елементів (b) у розрахунках за: 1 - несучою здатністю; 2 – прогинами; 3 – тріщиностійкістю.

$(1/r_\delta)$ – осереднена кривина елементу в перерізі з найбільшим згинаючим моментом (найменшою жорсткістю) від навантаження, за яким визначається прогин.

ВИСНОВКИ

Методологія розрахунку залізобетонних елементів за розробленою деформаційно-силовою моделлю їх опору є подальшим розвитком та доповненням сучасної деформаційної моделі. Завдяки узагальненій діаграмі стану $M-1/r$ та функції граничних деформацій стиснутого бетону ε_{cu} вона поглиблює та удосконалює методи, засновані як на силових, так і на деформаційних моделях, оскільки:

- пов'язує силовий фактор не просто з діаграмою деформування бетону чи з діаграмою деформування арматури, а з обома діаграмами одночасно, поєднаних функцією кривини;
- сприяє розкриттю внутрішньої статичної невизначеності нормальних перерізів залізобетонних елементів та забезпечує методологічну єдність їх розрахунків за граничними станами;
- не потребує використання складного програмного забезпечення та може бути реалізована за допомогою простих інженерних розрахунків;
- гармонізує точні та інженерні методи розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів;
- суттєво обмежує використання емпіричних залежностей та коефіцієнтів у розрахунках залізобетонних елементів за граничними станами.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Пастернак П.Л. Замечания к проекту новых норм проектирования железобетонных конструкций / П.Л Пастернак // Строит. пром-сть. – 1944. – №7. – С. 20-23.
2. Гвоздев А.А. Расчёт несущей способности конструкций по методу предельного равновесия: Сущность метода и его обоснование / А.А. Гвоздев. – М.: Стройиздат, 1949. – 280 с.
3. Мурашев В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
4. Дорофеев В.С. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона: монография / В.С. Дорофеев, В.Ю. Барданов. – Одесса: ОГАСА, 2003. – 210 с.
5. Eurocode-2: Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Building: EN 1992-1-1 [Final Draft, December, 2004], Brussels: CEN, 2004. – 226 p.
6. Бамбура А. М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. …д-ра технічних наук: 05.23.01 / Бамбура Андрій Миколайович. – Київ, 2005. – 379 с.
7. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинні від 01.06.11]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с.

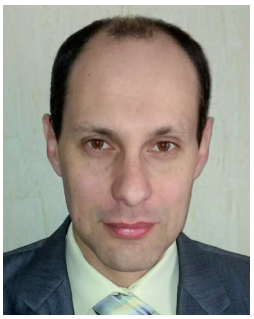
8. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. – [Чинний від 01.06.11]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 123 с.
9. Байков В.Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры / В.Н. Байков // Изв. вузов: Стр–во и архитектура. – 1981. – № 5. – С. 26-32.
10. Голышев А.Б. К разработке прикладной теории расчёта железобетонных конструкций / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский // Бетон и железобетон. – 1985. – №6. – С.16-18.
11. Ромашко В.М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону // В.М. Ромашко. – Рівне: О. Зень, 2016.– 424 с.
12. Ромашко В.М. Основи розрахунку залізобетонних елементів та конструкцій за деформаційно-силовою моделлю їх опору / В.М. Ромашко // Зб. наукових пр. УДУЗТ. – Харків: УкрДУЗТ, 2017. – Вип. 168. – С. 103-110.

REFERENCES

1. Pasternak P.L. Zamechaniya k proektu novyih norm proektirovaniya zhelezobetonnyih konstruktsiy / P.L Pasternak // Stroitelnaya promyishlennost. – 1944. – #7. – S. 20-23.
2. Gvozdev A.A. Raschet nesuschey sposobnosti konstruktsiy po metodu predelnogo ravnovesiya: Suschnost metoda i ego obosnovanie /A.A. Gvozdev. – M.: Stroyizdat, 1949. – 280 s.
3. Murashev V.I. Treschinoustoychivost, zhestkost i prochnost zhelezobetona / V.I. Murashev. – M.: Mashstroyizdat, 1950. – 268 s.
4. Dorofeev V.S. Raschet izgibaemyih elementov s uchetom polnoy diagrammyi deformirovaniya betona: monografiya / V.S. Dorofeev, V.Yu. Bardanov. – Odessa: OGASA, 2003. – 210 s.
5. Eurocode-2: Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Building: EN 1992-1-1 [Final Draft, December, 2004], Brussels: CEN, 2004. – 226 p.
6. Bambura A.M. Eksperimentalni osnovi prikladnoyi deformatsiynoyi teoriyi zalizobetonu: dis...dokt. tehn. nauk: 05.23.01 / Bambura Andriy Mikolayovich. – Kiyiv, 2005. – 379 s.
7. Konstruktsiyi budinkiv i sporud. betonni ta zalizobetonni konstruktsiyi. osnovni polozhennya / Minregionbud Ukrayini: DBN V.2.6-98:2009. – [Chinni viId 01.06.11]. – Kiyiv: DP “Archbudinform”.= 2011. – 71 s.
8. Konstruktsiyi budinkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsiyi z vazhkogo betonu. Pravila proektuvannya / Minregionbud Ukrayini: DSTU B V.2.6-156: 2010. – [Chinniy vid 01.06.11]. – Kiyiv: DP “Archbudinform”.- 2011. – 123 s.
9. Baykov V.N. Raschet izgibaemyih elementov s uchetom eksperimentalnyih zavisimostey mezhdu napryazheniyami i deformatsiyami dlya betona i vyisokoprochnoy armaturyi / V.N. Baykov // Izv. vuzov: Str–vo i arh-ra. – 1981. – # 5. – S. 26-32.
10. Golyishev A.B. K razrabotke prikladnoy teorii rascheta zhelezobetonnyih konstruktsiy / A.B. Golyishev, V.Ya. Bachinskiy // Beton i zhelezobeton. – 1985. – #6. – S.16-18.
11. Romashko V.M. Deformatsiyno-silova model oporu betonu ta zalizobetonu: monografiya // V.M. Romashko.– Rivne: O. Zen, 2016.– 424 s.
12. Romashko V.M. Osnovi rozrahunku zalizobetonnih elementiv ta konstruktsIiy za deformatsiyno-silovoyu modellyu yih oporu / V.M. Romashko // Zb. nauk. prats UDUZT. – Harkiv: UkrDUZT, 2017. – Vip. 168. – S. 103-110.

УДК 624.012.35:620.173

ПАВЛІКОВ А.М.
Д-р технічних наук, зав. каф., Полтавський національний. технічний університет ім. Ю. Кондратюка, м. Полтава, Україна.
e-mail: am.pavlikov@gmail.com,
тел. +38 (066) 301 53 07,
ORCID: 0000-0002-5654-5849



КОЧКАРЬОВ Д.В.
Канд. технічних наук, доц., Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна
e-mail:d.v.kochkarev@nuwm.edu.ua
тел. +38 (066) 257 06 84.
ORCID: 0000-0002-4525-7315

РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ У НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗАХ ПРИ КОСОМУ ЗГИНАННІ

АНОТАЦІЯ. Запропоновано інженерну методику розрахунку несучої здатності косо зігнутих залізобетонних елементів із використанням поняття розрахункового опору залізобетону. Розроблені формули дозволяють оцінювати міцність у нормальних перерізах балкових елементів, які зазнають косого згинання, на основі розрахованих параметрів міцності при плоскому згинанні. Представлені залежності сприяють значному спрощенню варіантного проектування залізобетонних елементів на дію зусиль в обох площинах. Надійність запропонованого розрахункового апарату підтверджено експериментальними даними. Розроблений алгоритм розрахунку залізобетонних балок дозволяє встановлювати не тільки їх несучу здатність, але й підбирати площу перерізу арматури, необхідну для забезпечення експлуатаційних якостей балок в умовах косого згинання.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: косе згинання, згин, опір, балка, деформаційна модель, залізобетон

CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS BEARING CAPACITY IN NORMAL SECTIONS WHEN OBLIQUE BENDING

PAVLIKOV A.M., *Dr, Head of a chair, Poltava National Technical University. by Yu. Kondratyuk, Poltava, Ukraine,*
E-mail: am.pavlikov@gmail.com,
tel. +38 (066) 301 53 07,
ORCID: 0000-0002-5654-5849

KOCHKAREV D.V., *PhD, Ass. Prof., National University of Water Management and Natural Resources Use, Rivne, Ukraine,*
E-mail: d.v.kochkarev@nuwm.edu.ua,
tel. +38 (066) 257 06 84.
ORCID: 0000-0002-4525-7315

ABSTRACT. Engineering method for calculating the strength of normal section of reinforced concrete elements in conditions of oblique bending using the calculated resistance of reinforced concrete has been proposed. The need to develop the above calculation is based on the fact that, first, oblique flexion as a kind of complex deformation, is much more common than plane bending in the practical operation of the building structures. Secondly, the introducing in this calculation of concrete design resistance concept is greatly simplifies the calculation of the bearing capacity of the reinforced concrete beam elements in conditions of their work on oblique bending.

The main feature of oblique bending of beams, from the theoretical aspect, is the presence of bending moments in both planes in the element's cross-section. With regard to its practical aspect, as illustrated by the experience of construction structures operation, oblique bending of beams can be caused by many other reasons, among which, in particular, the most common are the following: technological inaccuracies occurred and installation errors, accidental exposure in another plane, structure damaging, influence of spatial working of frame structural systems, and more. These points to the need of solving tasks for improving the methods of calculating the strength of the oblique bended reinforced concrete elements and their subsequent experimental study.

After analyzing a large number of experimental data of flexible reinforced concrete elements for action efforts in two planes, it has been observed that bearing capacity of the oblique bended elements varies according to a certain law. Setting the law of variation of bearing capacity, general dependence of determination of the bearing capacity of the oblique bended elements has been suggested. With a view to its simplification, it was suggested to use the basic formulas for the method of concrete resistance calculation. This method is based on the diagrams of deformation of concrete and reinforcements, flat sections hypothesis, without usage of any empirical coefficients. On the basis of studies methods for solving problems of two types have been proposed: the first one - strength check of the element's normal section; the second one - calculating

the required area of reinforcement in conditions of well-known forces acting in two planes of the element. Both types of tasks can be solved quite simply without the use of numerical iteration methods. When solving the second problem, it becomes possible to establish the required number of reinforces in respective planes. Statistical comparison indicators of the bearing capacity have been calculated with the help of proposed method and the results of tests indicate sufficient accuracy for most engineering problems. This allows us to recommend the proposed method to a wide use not only in calculating the bearing capacity, but also in the calculation of the cross-sectional area of reinforcement required to ensure the performance of the reinforced concrete beams under conditions of oblique bending. Besides, the developed technique enables to perform the variant design of beam reinforced concrete elements, experiencing the oblique deformation.

KEYWORDS: oblique bending, bending, resistance, beam, deformation model, reinforced concrete

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ. Дія згинальних моментів в обох площинах у перерізі елемента, як відомо, зумовлює появу в ньому косого згинання. Але косе згинання балок також може бути наслідком багатьох інших чинників. Зокрема, найбільш часто з них зустрічаються такі як: технологічні неточності та похибки монтажу, випадкові впливи, які викликають момент в іншій площині, пошкодження конструкцій, вплив просторової роботи рамних конструктивних систем. Це вказує на необхідність розв'язання задач з удосконалення методик розрахунку косозігнутих залізобетонних елементів.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ. Вдосконаленню розрахунків несучої здатності залізобетонних елементів, що зазнають косого згинання, присвячено багато робіт [1-7]. На сьогодні існує велика кількість практичних методик, основаних на формулах та таблицях з розрахунку міцності таких елементів. Але, як свідчить аналіз, розрахунок несучої здатності косозігнутих залізобетонних елементів у нормальних перерізах і досі є доволі складним та громіздким. Тому практика проектування елементів із залізобетону потребує розроблення простої інженерної методики на основі результатів експериментально-теоретичних досліджень.

Основна складність у розрахунках міцності косо зігнутих залізобетонних елементів полягає в тому, що силова площина не співпадає із площиною прогинів. Це вимагає використовувати додаткову умову про розташування зовнішнього і внутрішнього моментів у паралельних площинах. Застосування деформаційної моделі в розрахунках міцності таких елементів можна реалізовувати за різними методиками.

Одна з методик, запропонована у роботі [8], полягає в тому, що переріз елемента розбивається на певну кількість ділянок. На кожній ділянці приймають постійне значення напруг у бетоні. Далі проводять числове інтегрування з використанням відповідних рівнянь рівноваги та гіпотези плоских перерізів. Для такого методу діаграма деформування бетону суттєвого значення не має, так само як і форма поперечного перерізу. Точність цього методу розрахунку залежить від розмірів ділянок, на які було розподілено переріз.

На дещо іншому підході основана методика, викладена в роботах [3 – 6]: вона основана на розгляді різних форм стиснутої зони бетону. При застосуванні цієї методики використання складних апроксимацій діаграм деформування бетону ускладнює процес розрахунку. Але на сьогодні зазначена методика є найбільш точною в розглядуваних розрахунках косозігнутих елементів.

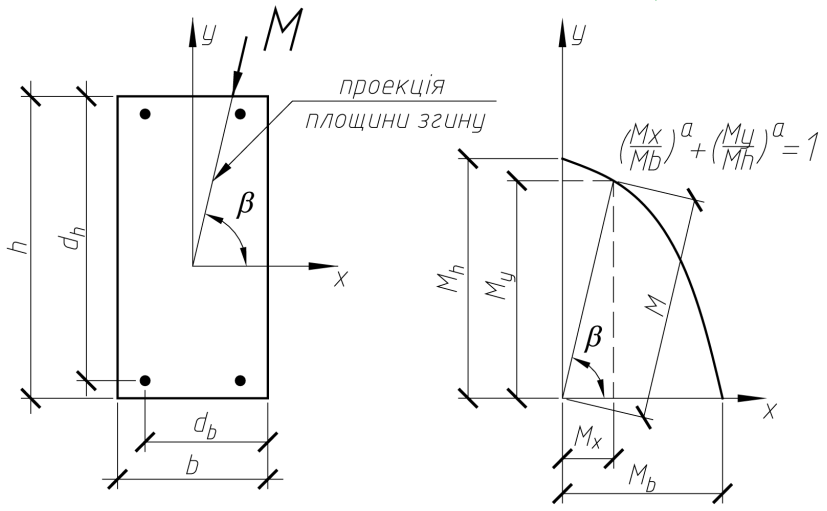
Сучасні деформаційні методики, в основному, дають можливість виконувати перевірку несучої здатності. Окремі методики дають можливість установлювати армування за певних попередньо прийнятих схем армування. Що ж стосується пропозицій застосування простих методик із визначення площі перерізу арматури, то поки що таких немає.

ФОРМУЛЮВАННЯ ЦІЛЕЙ СТАТТІ. Розробити розрахунковий апарат для розрахунку косозігнутих елементів інженерним методом. Перевірити його надійність за експериментальними даними.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ З ПОВНИМ ОБҐРУНТУВАННЯМ ОТРИМАНИХ НОВИХ НАУКОВИХ РЕЗУЛЬТАТІВ. Наведений в нормах [8] метод розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів при двовісному впливові згинальних моментів та поздовжніх сил є достатньо складним та трудомісткім. Тому багато дослідників, як і раніше, ведуть пошуки простих інженерних способів розрахунку залізобетонних елементів при складних видах деформування [1-7]. Зокрема, для розв'язання цієї задачі, розглядають можливість поєднання розрахунків у кожній із взаємно перпендикулярних площин в один загальний розрахунок косозігнутого елемента. Наприклад, у нормативних документах [9, 10] приймають, що несучу здатність елементів прямокутного перерізу із симетричним армуванням при зміні кута нахилу силової площини від 0° до 90° (рис. 1) можна розраховувати за такою залежністю

$$\left(\frac{M_x}{M_b}\right)^a + \left(\frac{M_y}{M_h}\right)^a = 1, \qquad (1)$$

де M_x, M_y - проекції розрахункового зусилля M на осі X і Y при заданому куті нахилу β силової площини; M_h, M_b - несуча здатність елемента при куті нахилу силової площини 90° і 0°; a - показник ступеня, який залежить від класу бетону, процента армування, співвідношення сторін тощо.



а) б)

Рис.1. Зміна несучої здатності елемента в нормальному перерізі при косому згинанні: а – схема армування; б – графік залежності (1)

Наведену формулу (1), використовуючи метод розрахункових опорів залізобетону [11], можна подати таким чином

$$\left(\frac{\sigma_{zM,y}}{f_{zM,h}}\right)^a+\left(\frac{\sigma_{zM,x}}{f_{zM,b}}\right)^a=1, \qquad (2)$$

де $\sigma_{zM,x}, \sigma_{zM,y}$ - напруження у залізобетоні відповідно до зусиль M_x, M_y; $f_{zM,h}, f_{zM,b}$ - розрахункові опори залізобетону, які необхідні для сприйняття зусиль M_h, M_b.

Нанесемо на графік залежності (2) експериментальні дані за [4], отримаємо зміну несучої здатності балкових елементів при косому згинанні (рис. 2).

На отриманому графіку суцільна лінія відповідає показнику ступеня 2. Пунктирні лінії вказують відповідні діапазони розташування експериментальних даних [2]. Як видно з графіку, високу надійність розрахункового методу забезпечує показник степеня a=2, при цьому більшість експериментальних даних знаходиться в межах допустимої інженерної похибки, яка відповідає нормативним значенням коефіцієнта варіації міцності бетону. Порівняння експериментальної несучої здатності з теоретично визначеною за виразом (2) з показником ступеня 2 представлено у табл. 1. Статистичні показники підтверджують надійність запропонованих виразів. Це дає змогу застосовувати формулу (2) у вигляді:

$$\left(\frac{\sigma_{zM,y}}{f_{zM,h}}\right)^2+\left(\frac{\sigma_{zM,x}}{f_{zM,b}}\right)^2=1. \qquad (3)$$

Вираз (3) є умовою міцності в нормальних перерізах косозігнутих елементів.

У розрахунку за міцністю розглядаємо дві задачі. Перша - перевіряння міцності нормального перерізу елемента та друга – обчислення необхідної площі армування за відомих зусиль, що діють у двох площинах елемента.

Задача 1. Перевірка міцності перерізу елемента за відомого армування та значень діючих зусиль у двох площинах (рис. 1).

1.1. Обчислюємо процент армування перерізу по кожній площині - ρ_{fx}, ρ_{fy}.

1.2. З відповідних таблиць, наведених у роботах [11, 12], знаходимо розрахунковий опір залізобетону $f_{zM,h}, f_{zM,b}$, який відповідає заданому армуванню.

1.3. Розраховуємо значення згинальних моментів, які може сприйняти переріз по кожній із площин

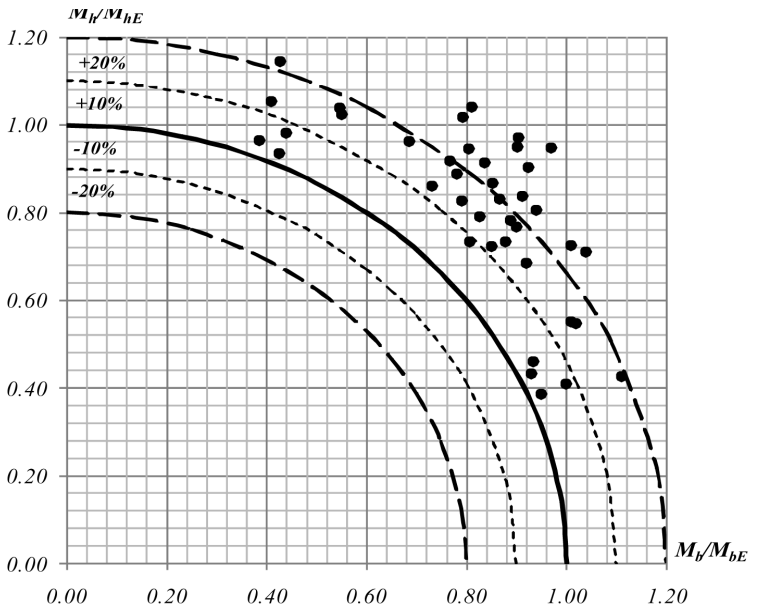


Рис. 2. Зміна несучої здатності балкових елементів при косому згинанні в межах відхилень ± 20%, де: M_h/M_{hE} – відношення згинаючого моменту в напрямку висоти елемента до його несучої здатності в напрямку висоти; M_b/M_{bE} – те ж саме, в напрямку ширини

$$M_h = f_{zMh} W_{A,h}; \quad M_b = f_{zMb} W_{A,b}. \qquad (4)$$

1.4. Визначаємо значення напружень у залізобетонному перерізі в кожній з площин за виразами

$$\sigma_{zM,x} = \frac{M_x}{W_{A,b}}; \quad \sigma_{zM,y} = \frac{M_y}{W_{A,h}}. \qquad (5)$$

1.5. За виразом (3) виконуємо перевірку міцності перерізу елемента.

Таблиця 1. Порівняння розрахункових значень міцності косозігнутих перерізів залізобетонних елементів M_{Ed} за виразом (3) з експериментальними даними M_{Ed}^{E}, за [2]

№ п/п	Шифр зразка	β, град	ρ_f, %	f_y, МПа	f_c, МПа	$\frac{M_{Ed}^{E}}{M_{Ed}}$
1	2	3	4	5	6	8
1	Зразок № 1	70	1.516	234.0	30.5	1.130
2	Зразок № 2	70	1.516	234.0	30.5	1.242
3	Зразок № 3	70	1.485	234.0	30.5	1.195
4	Зразок № 4	80	1.516	234.0	29.2	1.038
5	Зразок № 5	80	1.455	234.0	29.2	1.130
6	Зразок № 6	80	1.507	234.0	29.2	1.221
7	Зразок № 7	59	2.383	324.0	27.4	1.144
8	Зразок № 8	70	1.933	324.0	27.4	1.162
9	Зразок № 9	70	1.874	324.0	23.6	1.174
10	Зразок № 10	70	1.933	324.0	23.6	1.181
11	Зразок № 13	80	2.018	324.0	17.1	1.074
12	Зразок № 14	80	1.994	324.0	17.1	1.026
13	Зразок № 15	59	2.455	324.0	28.6	1.186
14	Зразок № 16	59	2.408	324.0	28.6	1.215
15	Зразок № 17	63	1.179	227.0	23.0	1.184
16	Зразок № 18	62	1.179	220.3	20.6	1.238
17	Зразок № 21	63	0.821	263.8	28.9	1.289
18	Зразок № 22	63	0.821	265.0	29.7	1.317
					Середнє значення $x_{сер}$	1.17
					Середнє квадратичне значення σ, %	7.77
					Коефіцієнт варіації v, %	6.61

Задача 2. Визначення необхідної площі перерізу арматури за відомих зусиль M_x, M_y у двох площинах елемента (рис. 1).

2.1. Розраховуємо напруження у найбільш деформованих фібрах залізобетонного перерізу від M_x, M_y

$$\sigma_{zM,x} = \frac{M_x}{W_{A,b}}; \quad \sigma_{zM,y} = \frac{M_y}{W_{A,h}}. \qquad (6)$$

2.2. Із умови пропорційності напруг і розрахункових опорів залізобетону в площинах

$$\frac{\sigma_{zM,E}}{\sigma_{zM,y}} = \frac{f_{zM,b}}{f_{zM,h}} \rightarrow \frac{\sigma_{zM,E}}{f_{zM,b}} = \frac{\sigma_{zM,y}}{f_{zM,h}} \qquad (7)$$

отримаємо значення розрахункових опорів залізобетону із формули (3)

$$f_{zM,b} = \frac{\sigma_{zM,E}}{\sqrt[\theta]{0,5}}; \quad f_{zM,h} = \frac{\sigma_{zM,y}}{\sqrt[\theta]{0,5}}. \qquad (8)$$

У даному випадку можна розглядати різні варіанти пропорційності, забезпечуючи найбільш раціональне армування.

2.3. З відповідних таблиць, представлених у роботах [11, 12], за розрахунковими значеннями опору залізобетону знаходимо відсотки армування ρ_{fx}, ρ_{fy}, а за ними необхідну площу поперечного перерізу арматури, розташовуючи її таким чином, щоб кутові стрижні входили в площу арматури і вертикального і горизонтального напрямків.

ВИСНОВКИ

Запропоновано інженерний метод розрахунку міцності косозігнутих залізобетонних елементів на основі методу розрахункових опорів залізобетону. Розроблений метод є доволі простим та достатньо надійним. Основною перевагою цього методу є те, що він показує, яка міцність повинна бути у кожній з площин перерізу. Це дає можливість забезпечувати варіантне проектування косозігнутих елементів та забезпечувати найбільш раціональне їх армування в умовах складного деформування. У подальшому планується поширення запропонованої методики розрахунку на похилі перерізи залізобетонних елементів.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Торяник М.С. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях /М.С. Торяник, П.Ф. Вахненко, Л.В. Фалеев, Л.И. Сердюк и др.; под ред. М.С. Торяника. – М.: Стройиздат, 1974. – 297 с.
2. Глазер С.И. Расчет косоизгибаемых железобетонных элементов. – Киев: Будівельник. – 1973. – 211 с.
3. Павліков А.М., Бойко О.В. Міцність косозігнутих залізобетонних елементів за умови дволінійної роботи бетону та арматури // Буд. конструкції: зб. наукових пр. – Київ: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 263– 270.
4. Павліков А.М., Бойко О.В. Розрахунок міцності косозігнутих балок на основі дволінійних діаграм стану матеріалів // Буд. конструкції: зб. наукових пр. – Київ: НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 172– 178.

5. Павліков А.М. Міцність косозігнутих залізобетонних балок таврового профілю за умови дволінійної роботи бетону та арматури / А.М. Павліков, О.В. Бойко, М.О. Харченко // Галузеве машинобудування, буд-во : зб. наукових пр. – Полтава : ПолтНТУ, 2011. – Вип. 2 (30). – С.33 – 37.
6. Павліков А.М. Розмежування форм стиснутої зони бетону в перерізі косозігнутих балок таврового / А.М. Павліков, О.В. Бойко, М.О. Харченко // Вісн. ОДАБА. – Одеса : ОДАБА, 2012. – Вип. № 47. – С. 255–261.
7. Ромашко В.Н. Несущая способность гибких кососжимаемых керамзитожелезобетонных колонн при кратковременном и длительном действии нагрузки: автореф. дис. … канд. техн. наук / НИИ строит. конструкций. – Киев, 1987. – 20 с.
8. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд: ДСТУ- Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. – [Чинний від 2013-07-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. - VIII, 312 с. – (Національний стандарт України).
9. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-06-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. - 70 с. –(Будівельні норми України).
10. EN 1992: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2002. – 230 p.
11. Кочкарьов Д.В. Основи розрахунку залізобетонних елементів методом розрахункових опорів залізобетону / Кочкарьов Д.В. // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, буд-во, експлуатація: зб. наукових пр. – Полтава: ПолтНТУ, 2014.- Вип. 3 (42). - Том 2. - С. 67-73.
12. Кочкарьов Д.В. Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам. - Рівне: О. Зень, 2015. - 384 с.

REFERENCES

1. Toryanik M.S. Raschet zhelezobetonnyih konstruktsiy pri slozhnyih deformatsiyah. /M.S. Toryanik, P.F. Vahnenko, L.V.Faleev, L.I. Serdyuk i dr.; Pod red. M.S. Toryanika. – M.: Stroyizdat, 1974. – 297 s.
2. Glazer S.I. Raschet kosoizgibaemyih zhelezobetonnyih elementov. – Kiev: Budivelnik. – 1973. – 211 s.
3. Pavlikov A.M., Boyko O.V. Mitsnist' kosozihnutykh zalizobetonnykh elementiv za umovy dvoliniynoyi roboty betonu ta armatury // Budivel'ni konstruktsiyi. – Kiev: NDIBK, 2007. – Vyp. 67. – S. 263– 270.
4. Pavlikov A.M., Boyko O.V. Rozrakhunok mitsnosti kosozihnutykh balok na osnovi dvoliniynykh diahram stanu materialiv // Budivel'ni konstruktsiyi. – Kiev: NDIBK, 2006. – Vyp. 65. – S. 172– 178.
5. Pavlikov A.M. Mitsnist' kosozihnutykh zalizobetonnykh balok tavrovoho profilyu za umovy dvoliniynoyi roboty betonu ta armatury / A.M. Pavlikov, O.V. Boyko, M.O. Kharchenko // Haluzeve mashynobuduvannya, budivnytstvo : zb. nauk. prats'. – Poltava : PoltNTU, 2011. – Vyp. 2 (30). – S.33 – 37.
6. Pavlikov A.M. Rozmezhuvannya form stysnutoyi zony betonu v pererizi kosozihnutykh balok tavrovoho / A.M. Pavlikov, O.V. Boyko, M.O. Kharchenko // Visnyk ODABA. – Odesa : ODABA, 2012. – Vyp. # 47. – S. 255–261.
7. Romashko V.N. Nesuschaya sposobnost gibkih kososzhimaemyih keramzitozhelezobetonnyih kolonn pri kratkovremennom i dlitelnom deystvii nagruzki: avtoreferat. diss. … kand. tehn. nauk / NII stroit. konstruktsiy. – Kiev, 1987.–20 s.
8. DBN V.2.6-98:2009. Konstruktsiyi budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsiyi. Osnovni polozhennya. – Kiev: DP “Ukrarhbudinform”, 2011. – 71 s. – (Building norms of Ukraine).
9. DSTU- N B EN 1992-1-1:2010. Yevrokod 2. Proektuvannya zalizobetonnykh konstruktsiy. Chastyna 1-1.Zahal'ni pravyla i pravyla dlya sporud. – Kiev: DP “Ukrarhbudinform”, 2012. – 311 s. (National standard of Ukraine).
10. EN 1992: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2002. – 230 p.
11. Kochkarev D.V. Osnovy rozrakhunku zalizobetonnykh elementiv metodom rozrakhunkovykh oporiv zalizobetonu / Kochkar'ov D.V. // Stalezalizobetonni konstruktsiyi: doslidzhennya, proektuvannya, budivnytstvo, ekspluatatsiya // Zbirnyk naukovykh prats'. – Poltava: PoltNTU, 2014. Vyp.3(42). Tom2. S. 67-73.
12. Kochkarev D.V. Neliniynyy opir zalizobetonnykh elementiv i konstruktsiy sylovym vplyvam. Rivne: O.Zen', 2015. 384 s.

UDK 622.271:519.6

NEDELKOVSKA N.
Engineer, Geohydroconsulting ltd, Skopje, Rep. of Macedonia,
e-mail:n_nedelkovska@hotmail.com
tel. 00389-78-400-908

PESHEVSKI I.
PhD, Ass. Prof., University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Rep. of Macedonia,
e-mail: pesevski@gf.ukim.edu.mk
tel. 00389-72-307-567

JOVANOVSKI M.
PhD, Prof., University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Rep. of Macedonia,
e-mail: jovanovski@gf.ukim.edu.mk
tel. 00389-70-236-962

METHODOLOGY FOR PREPARATION OF THEMATIC GEOTECHNICAL MAPS FOR URBANIZATION PURPOSES USING POLYNOMIAL INTERPOLATION METHOD

ABSTRACT. This paper describes a methodology for definition of geotechnical conditions for urbanization suitability zoning, which is very popular and complex engineering field. The main goal is to present an approach for preparation of thematic geotechnical maps, which should serve as basis for planning activities. In order to prepare these maps, appropriate zoning methodology is proposed, where, the terrain suitability for urbanization depends on following basic factors: engineering-geological properties of the present materials, slope angle, groundwater level, seismicity and excavation conditions. According to the proposed methodology, ratings are assigned to the selected factors, depending on their importance for successful urbanization. Based on the assigned ratings, rating map for each factor is prepared, and then the final map is created, representing the sum of influences of each analyzed factor on the urbanization suitability. On all prepared maps, four terrain categories according the suitability for construction - urbanization, are separated. The proposed zonation methodology is practically applied for the territory of city of Skopje.

KEYWORDS: urbanization, zoning, suitability, maps, polynomial interpolation method.

НЕДЕЛКОВСКА Н., *інженер, ТОВ «Гідроконсалтинг»,*
e-mail: n_nedelkovska@hotmail.com
тел. 00389-78-400-908

ПЕШЕВСКІ І., *канд. технічних наук, доц., Університет святих Кирила і Мефодія, Скоп'є, Республіка Македонія,*
e-mail: pesevski@gf.ukim.edu.mk
тел. 00389-72-307-567

ЙОВАНОВСКІ М., *канд. технічних наук, проф., Університет святих Кирила і Мефодія, Скоп'є, Республіка Македонія,*
e-mail: jovanovski@gf.ukim.edu.mk
тел. 00389-70-236-962

МЕТОДОЛОГІЯ ПІДГОТОВКИ ТЕМАТИЧНИХ ГЕОТЕХНІЧНИХ МАП ДЛЯ ПЛАНУВАННЯ МІСТ З ВИКОРИСТАННЯМ ПОЛІНОМІАЛЬНОГО МЕТОДУ ІНТЕРПОЛЯЦІЇ

АНОТАЦІЯ. У статті дано опис методології визначення геотехнічних умов, що є важливими для просторового планування міст - поширеного і складного інженерного питання. Основна

мета – представити підхід для підготовки тематичних геотехнічних мап, які слугуватимуть основою для планування. Для підготовки цих мап запропоновано відповідну методологію, якою визначено, що придатність території для просторового планування міст залежить від таких основних показників: інженерно-геологічних властивостей сучасних матеріалів, кута схилу, рівня підземних вод, умов сейсмічності і виймання ґрунту. Відповідно до запропонованої методології призначені рейтинги для вибраних показників залежно від їх важливості для просторового планування міст. Базуючись на цих рейтингах, підготовлено мапи для кожного показника, а потім створена кінцева мапа, яка підсумовує впливи кожного проаналізованого показника щодо придатності до просторового планування міст. На усіх підготовлених мапах виділено чотири категорії територій відповідно до придатності до будівництва – просторового планування міст. Запропонована методологія зонування практично впроваджена для території міста Скоп'є.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: просторове планування міст, придатність, мапи, поліноміальний інтерполяційний метод.

INTRODUCTION

With the long development of civil engineering, it became obvious that for rational and successful urban planning, design and construction of structures, an excellent understanding of the ground conditions is essential. Different factors govern the behavior of the natural rock masses during the construction and exploitation phase and these should be all well understood in order to have successful projects.

Depending on the location of each particular structure, the influence of these factors can have different meaning. As most important in most cases we can consider the morphological, geological, seismic, hydrological, hydrogeological and geotechnical factors. Complete understanding of these factors, will enable definition and allocation of the different geo-hazards. In many instances, the combination of the geo-hazards and the engineering activities has been reason for enormous socio-economic damages, and unfortunately even human losses [2, 6]. In order to prevent and avoid these socio-economic losses, worldwide practice and trend is the preparation of appropriate thematic maps that serve as basis for urbanization purposes.

The preparation of these maps is according appropriate methodologies, based on detailed analysis of available literature, specific principles for site zoning, and right selection of various qualitative and quantitative parameters.

Terrain zoning on these maps is presented, from which urbanization suitability categories can be recognized. The use of such maps before the start of the processes of planning and construction, helps engineers to avoid terrains with natural unfavorable geological – geotechnical conditions, leading to more efficient construction and safer structures [5].

Methodology for preparation of geotechnical maps as bases for urbanization purposes is presented in this paper, applied for the territory of Skopje, the capital city of R. Macedonia. The maps are prepared with GIS technology, more exactly using the software ArcGIS.

In the present state of art, using GIS is the most suitable approach for preparation of such technical documentation [3].

2. METHODOLOGY FOR URBANIZATION SUITABILITY ZONING

The process of defining a methodology for urbanization suitability zoning requires an understanding of all factors affecting the urbanization of a given area. The first step is selection of factors. Then, for each factor a rating system is being defined, so that each factor has several classes. The analyzed factors are related to the corresponding ratings using polynomial interpolation method. The main idea in developing this method is to find a way to establish analytical correlations between any value of factor and its rating.

2.1. Selection of factors the urbanization suitability

Urbanization suitability of a given area may depend on many factors, related to the morphological, geological, hydrogeological and geotechnical properties of the terrain. Here as most important ones are considered: the Lithological type (LT), Slope Angle (SA), Ground Water Level (GWL), Seismic Intensity (SI) and Excavation Conditions (EC) [5].

For each of these factors, a maximal rating has been assigned, depending on their influence on urbanization suitability (Table 1). In the proposed methodology for zonation, all of the factors have same value for the maximal rating, i.e. the author considers that all factors included are equally important when determining the urbanization suitability of the terrain.

Table 1. Maximal values of the ratings for the factors

Classification parameter	Maximal rating
LT	2
SA	2
GWL	2
SI	2
EC	2
Total (TUSR)	10

The details for ratings for each factor are given in Tables 2 to 6. For each of these factors four groups of possible values are defined, related to four terrain categories:

1. Optimally favourable terrain
2. Favourable terrain

Table 2. Range of values and ratings for Slope Angle (SA-R)

Slope angle (°)	Rating
1 – 5	0
< 1 and 5 – 10	0.3
10 – 20	1
> 20	2

Table 3. Range of values and ratings for Ground Water Level (GWL-R)

GWL (m)	Rating
> 12	0
5 – 12	0.5
1.5 – 5	1.5
< 1.5	2

Table 4. Range of values and ratings for maximal Seismic Intensity (SI-R)

Seismic intensity (°)	Rating
< 5	0.3
5 – 6	0.9
7 – 8	1.4
> 9	2

Table 5. Range of values and ratings for Excavation Conditions (EC-R)

ERMR (excavation method)	Rating
4 – 25 (easy excavator digging)	0.3
26 – 40 (hard excavator digging)	0.8
41 – 60 (ripping)	1.4
61 – 100 (blasting)	2

Table 6. Range of values and ratings for Excavation Conditions (EC-R)

Lithological composition defined with Lithological Type	Rating
1	0
2	0.4
3	1
4	2

3. Conditionally favourable terrain
4. Unfavourable terrain

Analyzing the data from Table 6, it can be seen that Lithological composition of the bedrock is defined with adequate Lithological Type (LT). Having in mind that a good part of the rock masses are characterized with similar physical-mechanical properties although their lithological composition and age are different, engineering geological grouping of the rock masses is done. Arbitrary values were used from 1 to 4 as a basis for correlation with ratings for Lithological Types. So, the following types are differentiated:

1. Group of hard magmatic, metamorphic or sedimentary rocks as granites, marbles, massive limestone and others, with range of values for internal friction angle φ>45° and cohesion c > 100 kPa. In this group also belong the consolidated rocks: soft to semi hard rocks (sandstones, calcareous marls, schist with favorable dip of foliation, with range of values for internal friction angle φ =36–45° and cohesion c=50–100 kPa [5].
2. Group of rocks with a relatively low degree of lithification: marly clays, poorly cemented sandstones, marls, argillaceous shale, weathered schists, with range of values for internal friction angle φ =26–35° and cohesion c=30–50 kPa [5].
3. Group of rocks with a low degree of lithification; soft rocks to hard soils as hard clays, compacted sands, claylike gravels, with range of values for internal friction angle φ =21–25° and cohesion c=15–30 kPa [5].
4. Loose rocks with low shear strength and high deformability, and loose detrital rocks or rocks with a reduced degree of lithification (clays and silts, sandy clays, sandy silts), with range of values for angle of friction φ =10–20° and cohesion c=0–15 kPa [5].

Groundwater level is considered as zonation factor because of the possible water flows in the construction pits, the aggressiveness of the groundwater, conditions for suffusion development, bearing capacity reduction etc. So, the most unfavorable case is when the aquifer zone is shallow below the terrain surface and then serious problems occur with dewatering of the construction pit, capillary effects on the footings and the construction, liquefaction development and so on [2]. The dip of the terrain is dictated by its morphology, which is important because the dimensions of the excavation and the stability of the terrain depend on the dip and height of the slope. That means that, terrains with 1 – 5% dip require small volume of earth works i.e. low cuttings, cut and fillings and embankments. That dip is suitable for easy dewatering of the atmosphere water and sewage systems construction as well. Furthermore, dewatering of the terrains with dip lower than 1% is quite difficult. On the other hand the excavation is problematic when the dip of the terrain is steep and also that terrain is susceptible to instabilities [2]. The degree of the maximal seismic intensity is very crucial factor considering that our country is seismically active area [2]. Before the Skopje earthquake in 1963, poor attention has been paid for aseismic design. The earthquake pointed out that consideration of the expected seismic intensity is of great importance in designing and construction of structures in seismically active areas as Skopje [5]. Terrain categorization according to the factor Excavation Conditions is expressed through the excavation categories defined in the ERMR system (ERMR - Excavation Rock Mass Rating by M. Jovanovski 2001). This factor is important in planning and designing of structures, considering that the cost of the excavation per m^3 depends on the applied excavation method (digging, ripping and blasting) [2]. All factors can be mapped, calculated, measured or assumed using different direct or indirect investigation methods.

The possible combinations of the factors' ratings define the suitability for urbanization of a given area.

2.2. Application of polynomial interpolation method

The polynomial interpolation method, used for solving many problems in geotechnics, here is applied for Urbanization Suitability Zonation.

The method is applied using the data from Table 2 to Table 5. For all evaluation factors, correlative curves are defined, with main goal to have possibility to assign an adequate rating for all parameters. The established correlations between values for evaluation factors and ratings are presented with the following equations:

$$SA\text{-}R=0.0017SA^2+0.0145SA-0.005$$
$$GWL\text{-}R=0.0101GWL^2-0.3073GWL+2.3114$$
$$SI\text{-}R=0.0131SI^2+0.0701SI+0.0077$$
$$EC\text{-}R=-9E\text{-}5ERMR^2+0.0286ERMR+0.0117$$

where: SA-R, GWL-R, SI-R и EC-R are adequate calculated ratings for any value of individual factors.

Graphical presentation of the defined polynoms in a form of interpolation charts is given in Figure 1.

In the presented equation the determination coefficient for all cases has very high values (R^2=0.9995 to R^2=0.9998) which refers to very strong connection between analyzed parameters.

2.3. Definition of terrain's categories according to urbanization suitability

In order to obtain the final map, so called urbanization suitability map, a sum of the ratings from each factor is required. The sum of the ratings represents total rating, TUSR (Total Urbanization Suitability Rating), based on which the zonation is conducted.

In the next step, 4 (four) terrain's categories, according to the suitability for urbanization – construction were defined, presented in Table 7 together with the appropriate total ratings.

The defined interpolation chart and correlation for analytical connection between the Urbanization Suitability Category (USC) and the Total Urbanization Suitability Rating (TUSR) are presented in Figure 2.

Table 7. Terrain's suitability categories with appropriate TUSR

Suitability Category	TUSR
Optimally favourable terrain	0 – 3
Favourable terrain	3 – 5
Conditionally favourable terrain	5 – 7
Unfavourable terrain	7 – 10

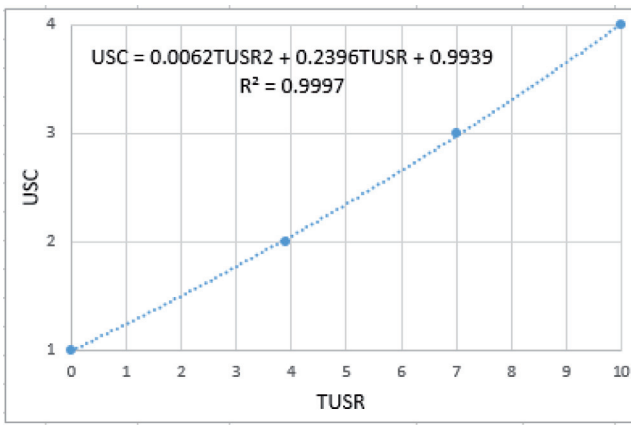


Fig. 2. Correlation between USC and TUSR.

The correlative equation is: USC=0.0062TUSR2+0.2396TUSR+0.9939.

3. PRACTICAL APPLICATION OF THE PROPOSED METHODOLOGY FOR THE TERRITORY OF CITY OF SKOPJE

3.1. Basic information for City of Skopje

Skopje is located in the north of the Republic of Macedonia, in the center of the Balkan Peninsula (Figure 3). The city is built in Skopje valley, which is oriented on a west-east axis, along the course of Vardar River which flows into Aegean Sea in Greece.

The valley of Skopje represents a depression surrounded by mountainous and hilly formations, built of rocks of different age, starting from Precambrian up to Paleogene, while the valley itself is filled with Neogene-Quaternary and recent sediments (alluvium, proluvium, soil debris, Pliocene sediments).

From tectonic point of view, Skopje valley is a mosaic of differently uplifted and down-thrown blocks, separated by faults. This kind of tectonic setting of the valley exerts its high seismicity in the central area as well as in the peripheral zones [1].

3.2. Thematic maps and final urbanization suitability map

According to the previously defined methodology for zonation of the terrain from an aspect of urbanization suitability, five thematic maps, for each factor, were

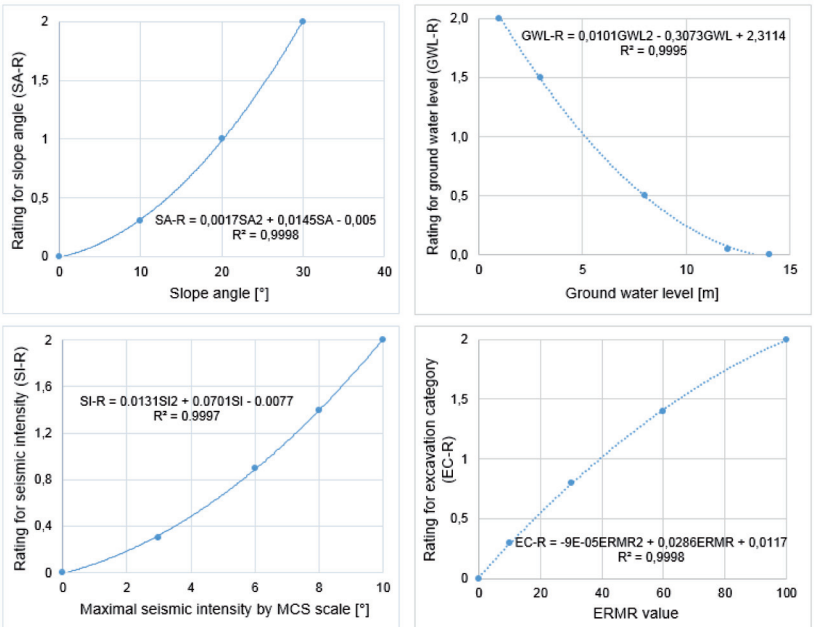


Fig. 1. Correlation between ratings for Slope Angle, Ground Water Level, Seismic Intensity and Excavation Conditions with factor values using polynomial interpolation.

Fig. 3. Geographical position of the analyzed area: Skopje, Republic of Macedonia (after MapQuest maps).

With intersection of these thematic maps in ArcGIS, the final map was obtained for urbanization suitability of Skopje [4].

In Table 9 a statistical overview of the data obtained in the map is given. Exactly, the presence of each suitability category in percentage is shown.

Furthermore, in Figure 4 the obtained urbanization suitability map for the territory of Skopje is presented.

Table 8. Statistic data from the thematic maps for each factor

Factor	Suitability categories in percent per each factor in the analyzed area (%)				Total (%)
	Optimally favourable terrain	**Favourable terrain**	**Conditionally favourable terrain**	**Unfavourable terrain**	
Lithological type	11.66	17.66	45.27	25.42	100
Slope angle	24.36	56.27	11.79	7.58	100
Ground water level	35.10	56.43	8.47	0.00	100
Seismic intensity	0.00	0.00	4.31	55.69	100
Excuvation conditions	57.24	31.55	7.55	3.66	100

Table 9. Statistic data from the thematic maps for each factor

Suitability category	**Percent (%)**
Optimally favourable terrain	10.24
Favourable terrain	86.34
Conditionally favourable terrain	3.39
Unfavourable terrain	0.03
Total:	**100**

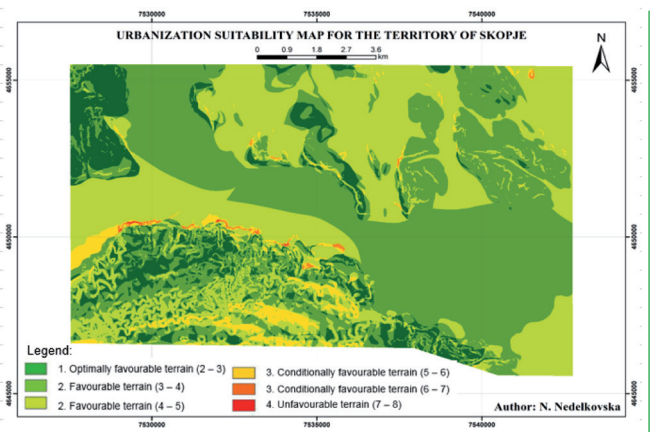


Fig. 4. Urbanization suitability map for the territory of Skopje.

prepared. All of these maps were prepared with GIS technique, which means ArcGIS software was used.

The results obtained in the thematic maps for each analyzed factor are presented in Table 8, as a statistical output.

4. CONCLUSIONS

Morphological, geological and geotechnical factors throughout an area-region proposed for new development of further urbanization of existing cities have great impact on the civil engineering. It is important to understand their nature in all phases, starting from the design, construction, and exploitation of the structures. Furthermore, their unfavourable combination can make some terrains very susceptible to some type of geohazard, which means that the safety of structures in such zones can become questionable over time. Therefore, with the presented approach and its further development, some type of standardized method for urbanization purposes can be established. If applied in fight time, such method can present strong tool, contributing not only for the improvement of civil engineering, but the society in general.

REFERENCES

1 Wikipedia available from: https://en.wikipedia.org/wiki/Skopje [Access on 14.04.2016].
2 Jovanovski, M. (2012). Engineering geology. Faculty of Civil Engineering in Skopje, p.602.
3 Malczewski, J. (2004). GIS-based land-use suitability analysis: a critical overview, 2004, Progress in Planning 62, p.3-65.
4 MapQuest maps available from: http://www.mapquest.com/ [Access on 14.04.2016].
5 Nedelkovska, N. Preparation of thematic geotechnical maps as bases for urbanization using GIS technology: Master thesis, 2015, Faculty of Civil Engineering in Skopje, p.94.
6 Peshevski, I. Landslide susceptibility modeling using GIS technology, Extended abstract of candidate's thesis, 2015, Faculty of Civil Engineering in Skopje, p.181.

УДК 624.012.45/46.006.06

БАМБУРА А.М.
Д-р технічних наук, проф., ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна
e-mail: abambura@gmail.com
тел.+38 (044) 249-37-44
ORCID: 0000-0003-1402-3345

ДОРОГОВА О.В.
Канд. технічних наук, ст. науковий співробітник ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна
e-mail: dorogova@ukr.net
тел. +38 (044) 249-37-75
ORCID: 0000-0002-7838-6383

САЗОНОВА І.Р.
Інж., ст. науковий співробітник ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна
e-mail: rostislavovna@gmail.com
тел. +38 (044) 249-38-88
ORCID:0000-0002-8226-3589

ПОПЕРЕДНЄ ПРИЗНАЧЕННЯ ПЛОЩІ РОЗТЯГНУТОЇ АРМАТУРИ ДЛЯ КОНСТРУКЦІЙ ПРЯМОКУТНОГО ПЕРЕРІЗУ ПРИ ЗГИНІ

АНОТАЦІЯ. Вступ. Згідно з вимогами державних будівельних норм України розрахунок залізобетонних конструкцій при дії згинального моменту та поздовжніх сил слід виконувати на основі розрахункової моделі нормального перерізу з використанням деформаційного методу. За критерій появи граничного стану, що розглядається, приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону або розтягнутої арматури у перерізі їх граничних значень або порушення рівноваги перерізу (екстремальний критерій). Але в практиці проектування часто виникає потреба нашвидкуруч оцінити несучу здатність конструкцій або визначити розрахунковим шляхом приблизне значення необхідної площі армування залізобетонних елементів. Тому, отримання залежностей для попереднього визначення площі армування для конструкцій прямокутного розрахункового перерізу при одношаровому армуванні в розтягнутій зоні є актуальним.

Мета. Метою даної роботи є розробка аналітичного апарату та методики розрахунку для попереднього визначення площі арматури в розтягнутій зоні прямокутного перерізу при одношаровому армуванні.

Розрахункові залежності. Запропоновано три спрощених підходи для попереднього визначення площі арматури в розтягнутій зоні при одношаровому армуванні елементів прямокутного перерізу. Перший підхід базується на реальній (криволінійній) діаграмі стану бетону. В другому підході використовується прямокутна епюра стиснутої зони бетону. Третій підхід дозволяє в першому наближенні отримати величину одного шару армування для конструкцій прямокутного перерізу незалежно від того, яка діаграма стану бетону використовується. В тому числі, і при необхідності визначення площі попередньо напруженої арматури.

Результати розрахунків. Виконано розрахунки раціонального армування балки за прямим деформаційним методом і за спрощеними залежностями. Виконано порівняння результатів спрощених підходів з "точним" рішенням.

Висновки. Представлений аналіз прямого підбору і трьох підходів до визначення площі арматури для конструкцій прямокутного перерізу з одним шаром армування показав, що всі вони дають практично один і той же результат. Похибка в попередньому визначенні площі арматури не перевищує 8,5%.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: залізобетонний елемент, деформаційний метод, прямокутний переріз, площа арматури, аналітичні залежності, попереднє напруження.

ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЛОЩАДИ РАСТЯНУТОЙ АРМАТУРЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ ИЗГИБЕ

БАМБУРА А.Н., *д-р техн. наук, проф., ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина*
e-mail: abambura@gmail.com
тел.+38 (044)249-37-44
ORCID: 0000-0003-1402-3345

ДОРОГОВА Е.В., *канд. техн. наук, ст. научный сотрудник ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина*
e-mail: dorogova@ukr.net
тел. +38(044)249-37-75
ORCID: 0000-0002-7838-6383

САЗОНОВА И.Р., *инж., ст. научный сотрудник ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина*
e-mail: rostislavovna@gmail.com
тел. +38(044)249-38-88
ORCID:0000-0002-8226-3589

АННОТАЦИЯ. Введение. В строительных нормах Украины расчет железобетонных конструкций при действии изгибающего момента и продольных сил следует выполнять на основе расчетной модели нормального сечения с использованием деформационного метода. Критерием рассматриваемого предельного состояния принято достижение деформациями сжатого бетона или растянутой арматуры в сечении предельных значений относительных деформаций в соответствии с диаграммами их состояния. Но в практике проектирования иногда возникает потребность приблизительно оценить несущую способность конструкций или определить расчетным путем приблизительное значение необходимой площади армирования железобетонных элементов. Поэтому получение зависимостей для предварительного определения площади армирования для конструкций прямоугольного расчетного сечения при однослойном армировании в растянутой зоне является актуальным.

Цель. Целью данной работы является разработка аналитического аппарата для предварительного определения площади арматуры в растянутой зоне прямоугольного сечения при однослойном армировании.

Расчетные зависимости. Предложено три упрощенных подхода для предварительного определения площади арматуры в растянутой зоне при однослойном армировании элементов прямоугольного сечения. Первый подход базируется на криволинейной диаграмме состояния бетона. Во втором подходе используется двухлинейная диаграмма и прямоугольная эпюра сжатой зоны бетона. Третий подход позволяет в первом приближении получить величину площади армирования для конструкций прямоугольного сечения независимо от того, какая диаграмма состояния бетона используется. В том числе, и при необходимости начального определения площади предварительно напряженной арматуры.

Результаты расчетов. Выполнены расчеты "точного" рационального армирования балки деформационным методом и с использованием упрощенных подходов. Проведено сравнение результатов упрощенных подходов с "точным" решением.

Выводы. Представленный анализ прямого подбора и трех подходов к определению площади арматуры для конструкций прямоугольного сечения с одним слоем армирования показал, что все они дают практически один и тот же результат. Погрешность в определении площади арматуры не превышает 8,5%.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетонный элемент, деформационный метод, прямоугольное сечение, площадь арматуры, аналитические зависимости, предварительное напряжение.

PRELIMINARY DETERMINATION OF THE TENSILE REINFORCEMENT AREA FOR STRUCTURES WITH RECTANGULAR SECTION IF BENDING

BAMBURA A.M., *Dr., Prof., State enterprise «The State Scientific Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine*
e-mail: abambura@gmail.com
tel. +38 (044)249-37-44
ORCID: 0000-0003-1402-3345

DOROGOVA O.V., *PhD, senior scientist, State enterprise «The State Scientific Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine,*
e-mail: dorogova@ukr.net
tel. +38 (044)249-37-75
ORCID: 0000-0002-7838-6383

SAZONOVA I. *R., Engineer, senior scientist, State enterprise «The State research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine*
e-mail: rostislavovna@gmail.com
tel. +38 (044)249-38-88,
ORCID:0000-0002-8226-3589

ABSTRACT. Introduction. In Ukrainian construction codes, the calculation of reinforced concrete structures under the action of bending moment and longitudinal forces should be performed on the basis of a calculation model of normal section using the deformation method. Achievement by deformations of compressed concrete or tensile reinforcement of the limit values is the criterion for the limit state under consideration. The limit deformations are determining to meet the corresponding diagrams of concrete and reinforcement work. Despite the fact that the norms have been in operation for more than five years, designers have some difficulties in determining of the initial value of the required reinforcing concrete reinforcement area. In addition, there is sometimes a need to quickly assess the bearing capacity of structures. Therefore, the development of dependencies for the

initial determination of the reinforcement area for structures with rectangular cross section with single-layered reinforcement in a tensile zone is relevant.

Goal. The purpose of this work is to develop an analytical apparatus for the preliminary determination of the area of reinforcement in a tensile zone with single-layer reinforcement.

Calculation dependencies. Three simplified approaches are proposed for the preliminary determination of the area of reinforcement in a tensile zone with single-layer reinforcement of elements of a rectangular section. The first approach is based on the curvilinear diagram of the concrete state. In the second approach, a two-line diagram and a rectangular diagram of a compressed concrete zone are used. The third approach allows in the first approximation to get the value of one layer of reinforcement for the structures with rectangular section, regardless of which diagram of the concrete will be used. Including, and if there is necessity in initial determination of the area of pre-stressed reinforcement.

Results of calculations. Calculations of the "exact" rational reinforcement of the beam according to the deformation method and the simplified dependencies are executed. A comparison of the results of simplified approaches with "exact" solutions has been performed.

Conclusions. The analysis of direct selection and three approaches to determining the area of the reinforcement for the structures with rectangular section with one layer of reinforcement has showed that they all give practically the same result. The error in the preliminary determination of the area of reinforcement does not exceed 8.5%.

KEYWORDS: reinforced concrete element, deformation method, rectangular section, reinforcement area, analytical dependences, pre-stressing.

ВСТУП

Автори будівельних норм [1, 2] отримали багато зауважень і побажань стосовно відсутності в цих нормах рекомендацій щодо визначення спрощеним розрахунковим шляхом значення необхідної площі армування залізобетонних елементів. Тому розроблення простих залежностей для визначення площі армування для прямокутного розрахункового перерізу при одношаровому армуванні в розтягнутій зоні є актуальним. Найбільш точно можна визначити площу раціонального армування для різних форм розрахункового перерізу при довільній кількості шарів арматури і довільному поєднанні арматурних стрижнів різної природи і з різними властивостями (сталева, на основі скла, базальту, вуглецю, ненапружена і попередньо напружена) прямим підбором із використанням рівняння рівноваги за деформаційним методом [3, 4].

МЕТА

Метою даної роботи є розробка спрощеного аналітичного апарату для визначення площі арматури в розтягнутій зоні при одношаровому армуванні.

РОЗРАХУНКОВІ ЗАЛЕЖНОСТІ

При згині елемента прямокутного перерізу з армуванням у розтягнутій зоні в один шар при забезпеченні вимог щодо конструювання, згідно з розділом 7 [1], можна виконати приблизне призначення армування. Приблизне тому, що рівняння рівноваги (4.3) та (4.4) [1] є системою нелінійних рівнянь і її рішення в граничному стані не завжди відповідає максимальній несучій здатності, діаграма "момент-кривизна" в ряді випадків має екстремум (є низхідна гілка), який знаходиться далеко від граничного стану за деформаціями. Для розробки спрощеної методики визначення армування прямокутного перерізу за раціональний граничний стан приймають одночасну реалізацію граничних деформацій бетону в стиснутій зоні (ε_{cu}) і деформацій розтягнутої арматури на межі текучості (ε_{y0}). Тому, для спрощеної методики визначення армування, у випадку, що розглядається, рекомендується використовувати наступні підходи.

Перший підхід. Розглянемо можливість отримання рішення щодо визначення раціональної площі арматури з рівнянь (4.3) та (4.4) [1], оскільки при згині в граничному стані реалізується друга форма рівноваги. Звертаємо увагу на те, що в будівельних нормах України прийнято таке правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури знак додатний, для розтягу - від'ємний.

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+1}\gamma^{k+1}+\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}=0 \qquad (1)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}^2}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+2}\gamma^{k+2}+\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}\left(x_1-z_{si}\right)-M=0 \qquad (2)$$

де:

b– ширина перерізу, м;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск, МПа;

$\aleph=\frac{1}{\rho}=\frac{\left(\varepsilon_{c(1)}-\varepsilon_{c(2)}\right)}{h}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі;

$\varepsilon_{c(1)}$ – деформації бетону стиснутої фібри;

$\varepsilon_{c(2)}$ – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону;

$\gamma=\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}$ – допоміжна величина;

$x_1=\varepsilon_{c(1)}/\aleph$ – висота стиснутої зони;

$\bar{\aleph}=\aleph/\varepsilon_{c1}$ – відносна кривизна;

A_{si} – площа арматури в і-му шарі;

σ_{si} – напруження в арматурі і-го шару;

z_{si} – відстань і-го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;

a_k – коефіцієнти поліному, що описує нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями бетону [4, Додаток Д].

Аналіз рівнянь рівноваги (1), (2) показав, що не складно визначити армування в граничному стані (рис. 1) за обома рівняннями. Для цього виконаємо

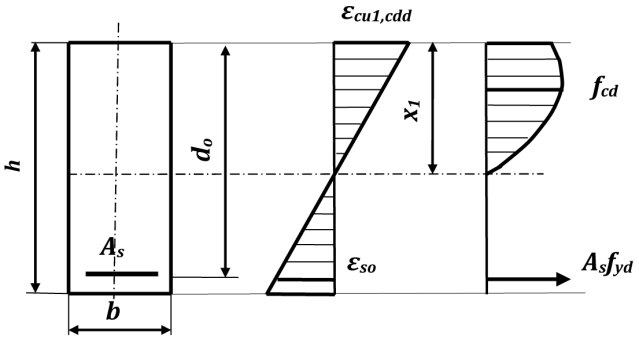


Рис.1. Напружено-деформований стан прямокутного перерізу в граничному стані

наступні перетворення зазначених рівнянь:

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}} F_{cN} + f_{yd} A_{si} = 0 \; ; \qquad (3)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}^2} F_{AM} + f_{yd} A_s \left(x_1 - d_0 \right) = M \, , \qquad (4)$$

де: M – згинний момент;

$$F_{cN} = \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+1} \gamma_{cu}^{k+1} \, , \; F_{AM} = \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} \gamma_{cu}^{k+2} \, ,$$

де:

$$\gamma_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \, , \; \aleph = \frac{\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{s0}}{d_0} \, , \; \bar{\aleph} = \frac{\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{s0}}{d_0 \varepsilon_{c1}} \, .$$

При згині більш достовірні результати дає використання рівняння моментів (2), а рівняння (1) можна використати для перевірки рівноваги перерізу.

Таким чином, отримаємо:

$$A_s = \frac{M - \frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}^2} F_{AM}}{f_{yd} \left(x_1 - d_0 \right)} \, , \qquad (5)$$

де:

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{cu1}}{\aleph} \; ;$$

f_{yd}– розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;

d_0 – робоча висота поперечного перерізу.

Для рішення зазначених рівнянь у граничному стані необхідно мати значення величин F_{cN} та F_{cM}. Вказані величини є константами для кожного класу бетону і можуть бути зведені в таблицю. Значення величин F_{cN} та F_{cM}, для різних класів бетону представлені в таблиці 1.

Перевірку визначеної величини площі армування можливо виконати з залежності рівноваги сил, що діють у перерізі (2). При підстановці вихідних даних і отриманої величини площі армування, в ідеалі, ми маємо отримати суму, рівну нулю. Через причини, що зазначені вище, ми отримуємо деяку різницю двох членів рівняння (1). Якщо ця різниця не перевищує 5%, то можна вважати, що площа армування визначена з достатньою точністю. При цьому, якщо перший член рівняння ($\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}} F_{cN}$), який є зусиллям стиснутого бетону, буде менший за другий член ($f_{yd} A_{si}$), який є зусиллям розтягнутої арматури, то це означає, що необхідно збільшити міцність бетону або виконати армування стиснутої зони. Якщо збільшення міцності бетону не призведе до необхідного результату, то при визначенні площі розтягнутої арматури необхідно враховувати арматуру стиснутої зони. Така арматура майже завжди повинна встановлюватись з конструктивних міркувань і може прийматись як розрахункова. В такому випадку, залежність (5) набуває вигляду:

$$A_{s2} = \frac{M - \frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}^2} F_{AM} - f_{yd1} \cdot \left(x_1 - z_{s1} \right)}{f_{yd2} \left(x_1 - d_0 \right)} \, , \qquad (6)$$

де:

$A_{s1} \cdot A_{s2}$ - площа стиснутої і розтягнутої арматури відповідно;

f_{yd1}, f_{yd2} - розрахункове значення міцності стиснутої і розтягнутої арматури на границі текучості відповідно;

z_{s1} - відстань стиснутої арматури від найбільш стиснутої грані перерізу.

Другий підхід. Розглянуто можливість отримання відповідних залежностей для визначення раціонального армування при згині з аналізу напружено-деформованого стану (рис. 2) з використанням прямокутної епюри (діаграми «жорстко-пластичного» матеріалу) стиснутої зони (розділ 3.1.6, рис. 3.3 [4]). При цьому, немає необхідності використовувати граничний деформований стан перерізу. Складемо систему рівнянь рівноваги перерізу:

$$b\lambda f_{cd} x_1 - A_s f_{yd} = 0, \qquad (7)$$

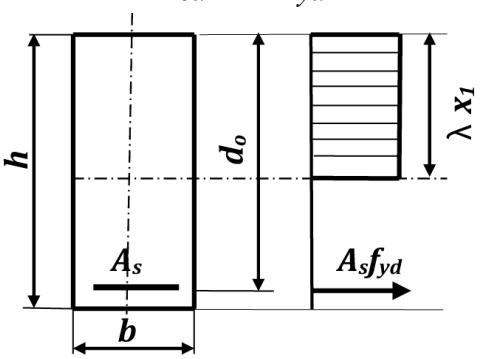


Рис.2. Напружено-деформований стан перерізу з використанням прямокутної епюри стиснутої зони

Таблиця 1. Розрахункові параметри для спрощеного визначення площі арматури

Клас бетону	Розрахункове значення міцності бетону на стиск f_{cd}, МПа	Відносні деформації стиску бетону при максимальних напруженнях, $\varepsilon_{c1,cd}$	Відносні граничні деформації стиску бетону, $\varepsilon_{cu1,cd}$	Проміжна характеристика до (3), F_{cN}	Проміжна характеристика до (4), F_{cM}
C12/15	8,5	0,00158	0,00370	1,804354	2,07981
C16/20	11,5	0,00162	0,00359	1,776175	2,057379
C20/25	14,5	0,00165	0,00344	1,66341	1,844255
C25/30	17	0,00169	0,00328	1,54804	1,629363
C30/35	19,5	0,00172	0,00310	1,432574	1,427146
C32/40	22	0,00176	0,00293	1,313164	1,231755
C35/45	25	0,00180	0,00272	1,144587	0,980873
C40/45	27,5	0,00184	0,00257	1,054349	0,866816
C45/55	30	0,00187	0,00243	0,953721	0,744184
C50/60	33	0,00191	0,00229	0,84888	0,623162

$$-\lambda x_1^2 + 2d_0 x_1 - 2\frac{M_{Ed}}{b\lambda f_{cd}} = 0, \qquad (8)$$

де:

λ=0,8 – коефіцієнт, що уточнює розрахункову висоту стиснутої зони бетону;

M_{Ed} – розрахункове значення зовнішнього згинального моменту

Із залежності (6) отримуємо рівняння для визначення площі армування в розтягнутій зоні при відомому значенні висоти стиснутої зони x_1:

$$A_s = \frac{x_1 b\lambda f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (9)$$

Величину стиснутої зони x_1 можна визначити з рішення залежності (8), що представлена як квадратне рівняння. Тому, перш за все, визначимо величину дискримінанту квадратного рівняння:

$$D = 4d_0^2 - \frac{8M_{Ed}}{bf_{cd}}, \qquad (10)$$

відповідно отримуємо

$$x_1 = \frac{-2d_0 \pm \sqrt{D}}{-2\lambda}. \qquad (11)$$

Значення висоти стиснутої зони x_1 повинно бути позитивним і меншим розрахункової висоти перерізу (d_0).

Третій підхід. Деформаційний метод дозволяє в першому наближенні, виходячи з граничного деформованого стану (рис. 3), отримати величину одного шару армування прямокутного перерізу незалежно від того, яка діаграма стану бетону використовується.

Аналіз формули (5) показав, що другий член чисельника цієї залежності є моментом стиснутої зони відносно нейтральної осі перерізу. Відомо, що при рішенні системи рівнянь рівноваги відносно нейтральної осі, момент стиснутої зони чисельно рівний моменту розтягнутої арматури. Таким чином, момент розтягнутої арматури відносно нейтральної осі складає половину зовнішнього моменту, тому в першому наближенні залежність для визначення площі розтягнутої арматури має вигляд:

$$A_s = \frac{-M}{2f_{yd}(x_1 - d_0)}. \qquad (12)$$

Для отримання площі арматури за залежністю (12), необхідно мати висоту стиснутої зони x_1. Висоту стиснутої зони визначають з розгляду граничного деформованого стану перерізу за залежністю:

$$x_1 = \frac{d_0 \varepsilon_{cu1,cd}}{(\varepsilon_{cu1,cd} + \varepsilon_{s0,d})}. \qquad (13)$$

Аналогічно, як і в першому підході, аналізуємо необхідність зміни міцності бетону або встановлення арматури в стиснутій зоні. Для визначення раціональної площі розтягнутої арматури, необхідна перевірка величини висоти стиснутої зони $x_1 \le 0.6d_0$. Якщо висота стиснутої зони значно більше $0.6d_0$, необхідно збільшити клас бетону або встановлення арматури в стиснутій зоні. Якщо збільшення класу бетону не призводить до потрібного результату, необхідно призначити розрахункову стиснуту арматуру. В цьому випадку площа розтягнутої арматури визначається за залежністю:

$$A_{s2} = \frac{-M + A_{s1} \cdot f_{yd1} \cdot (x_1 - z_{s1})}{2f_{yd2}(x_1 - d_0)}, \qquad (14)$$

де:

A_{s1} A_{s2} - площа стиснутої і розтягнутої арматури відповідно;

f_{yd1}, f_{yd2} - розрахункове значення міцності стиснутої і розтягнутої арматури на границі текучості відповідно;

z_{s1} - відстань стиснутої арматури від найбільш стиснутої грані перерізу.

Залежності (12) та (13) можуть бути використані і при необхідності приблизного визначення площі попередньо напруженої арматури. В даному випадку, ми за граничний стан приймаємо досягнення граничних деформацій стиснутим бетоном (рис. 3), а деформації арматури при цьому

$$\Delta\varepsilon_{sp} = \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{s0sp},$$

де:

ε_{p0} - значення відносних деформацій видовження попередньо напруженої арматури;

ε_{s0sp} - початкові деформації видовження попередньо напруженої арматури.

Приблизного тому, що при визначенні граничного стану не враховано роботу попередньо напруженої арматури на другій ділянці діаграми при $\varepsilon_{sp} > \varepsilon_{p0}$. Тому, отримане значення розрахункової площі арматури буде декілька більше за необхідне для забезпечення достатньої несучої здатності розрахункового перерізу. Але при наступному перевірянні прямим розрахунком не важко буде уточнити та підібрати більш раціональне значення площі попередньо напруженої арматури при забезпеченні вимог за другою групою граничних станів.

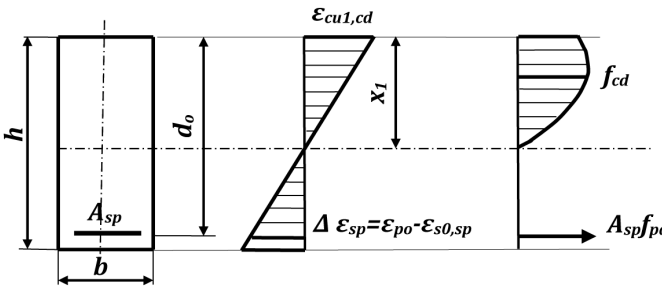


Рис.3. Напружено - деформований стан прямокутного перерізу з попередньо напруженою арматурою.

Для розрахунку площі попередньо напруженої арматури використовують залежність (12). При цьому висоту стиснутої зони визначають за залежністю:

$$x_1 = \frac{d_0 \varepsilon_{cu1,cd}}{(\varepsilon_{cu1,cd} + \Delta\varepsilon_{sp})}, \qquad (15)$$

де : $\Delta\varepsilon_{sp} = \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{s0sp}$.

Для розрахунків реальних конструкцій бажано

щоб величина $\Delta\varepsilon_{sp} = \varepsilon_{p0}-\varepsilon_{s0sp}$ не перевищувала значення 0,00210 для стрижнів діаметром менше 25 мм. При цьому, необхідно виконати перевірку відповідності вимогам за другою групою граничних станів. Так, ширину розкриття тріщин при $\Delta\varepsilon_{sp}$> 0,00210 необхідно визначати розрахунком, і, як правило, вона буде перевищувати допустиму. Величину різниці деформацій $\Delta\varepsilon_{sp}$ можливо регулювати рівнем попереднього напруження або шляхом зменшення його втрат.

Авторами отримано аналогічні залежності для визначення площі одиночного шару арматури для прямокутного перерізу при використанні дволінійної діаграми деформування бетону. Оскільки, підрахунки за цими залежностями вимагають затрати значно більшого часу, вони не представлені. Тим більше, що найпростіші залежності (12) - (15) дозволяють визначити площу армування незалежно від того, яку діаграму деформування бетону використовують.

Пропонуємо такий алгоритм для попереднього визначення площі розтягнутої арматури для прямокутного перерізу.

1 Як вихідні дані – величини зовнішнього моменту (M_{Ed}), геометрії перерізу, захисного шару, класу бетону.
2 Визначаємо параметри: f_{cd}, $\varepsilon_{cu1,d}$, ε_{c1}, f_{yd}, $\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ $d_0=h-c_{nom}$ та x_1 за залежностями (13) або (15).
3 Перевіряємо величину висоти стиснутої зони $x_1 \leq 0.6d_0$. Якщо висота стиснутої зони значно більша за $0.6d_0$, необхідно збільшити клас бетону і виконати пп 1, 2. Якщо збільшення класу бетону не призводить до потрібного результату, необхідно призначити розрахункову стиснуту арматуру. В цьому випадку площа розтягнутої арматури визначається за залежністю (14).
4 Визначаємо необхідну площу арматури за залежністю (12) або (14).
5 Визначаємо кількість стрижнів, з дотриманням вимог щодо конструювання розділу 7 [1]. Відповідно коригуємо відстань від центру шарів стрижнів до найбільш стиснутої грані (z_{si}, d_0).
6 Виконуємо прямий розрахунок за системою рівнянь для другої форми рівноваги (4.3) та (4.4) [1].
7 Виконуємо співставлення несучої здатності із зовнішнім моментом (M_{Ed}). У випадку, коли несуча здатність M_u менша за M_{Ed}, необхідно збільшити площу армування. У випадку, коли несуча здатність більша за M_{Ed}, необхідно виконати оцінювання точності рішення. Якщо це перевищення є меншим ніж 5%, можна вважати, що необхідна точність рішення досягнута. На цьому розрахунки закінчено.

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ

Ефективність визначення попереднього значення площі розтягнутої арматури покажемо на прикладі балки перекриття прямокутного перерізу. Необхідно визначити армування залізобетонної балки перекриття для заданого навантаження. Дано: залізобетонна балка перекриття довжиною 9 м з розмірами перерізу: b=300мм, h=600мм; клас міцності бетону С25/30 (f_{cd}=17 МПа; $\varepsilon_{cu1,cd}$=0,00328; $\varepsilon_{c1,cd}$=0,00169); клас арматури А500С (Es=200000 МПа, f_{yd} =416,6 МПа). Розрахункове навантаження 50 кН/м, граничний розрахунковий момент M_{Ed}=506 кН·м.

Раціональним армуванням для залізобетонних елементів, що згинаються, є розміщення арматури в розтягнутій зоні залежно від міцності бетону від 2% до 3% площі перерізу. Тому, на першому кроці пошуку раціонального армування, можна прийняти вміст розтягнутої арматури балки приблизно 2%, або b·h·0,02=0,3·0,6·0,02=0,0036 м^2. Виходячи з цього, на першому кроці підбору арматури, призначаємо армування в розтягнутій зоні 3Ø32+2Ø28 А500С, верхнє армування конструктивне 2Ø12 А500С. Захисний шар згідно рекомендацій розділу 4.2 [4], для першого шару арматури 32+10=42 мм, для другого шару – 42+32+35=109 мм, для верхньої арматури -- 29 мм.

Виконуємо розрахунки несучої здатності балки за деформаційним методом. Використовуючи критерії вичерпання несучої здатності перерізу, отримуємо M_u= 545 кН·м. Таким чином, визначена несуча здатність балки

M_u=545кН·м перевищує зовнішній момент M_{Ed}=506кН·м на 8% (рекомендованою величиною є 5%).

Тому, виконуємо другий крок пошуку раціонального армування, приймаючи декілька зменшену площу арматури. Для першого шару в розтягнутій зоні назначаємо 3Ø25 А500С, для другого шару 3Ø25 А500С, верхнє армування (в стиснутій зоні) конструктивне 2Ø12 А500С (рис. 4 та табл.2). Захисний шар для першого шару арматури 25+10=35 мм, для другого шару

Таблиця 2. Вихідні дані для розрахунку балки

Номери шарів арматури	Площа арматури кожного шару A_{si}, м^2	Відстань від шару арматури до найбільш стиснутої грані перерізу z_{si}, м
1	0.001473	0.5525
2	0.001473	0.5015
3	0.000226	0.035

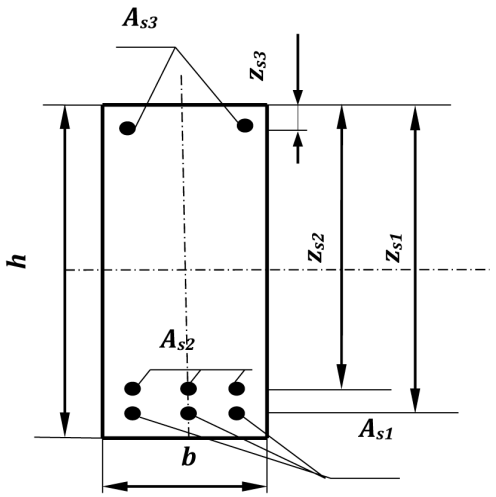


Рис.4. Переріз балки

–35+25+26=86мм, для верхньої арматури - 29 мм.

Виконавши розрахунок за деформаційним методом, отримаємо повну криву стану перерізу до руйнування бетону для уточненого армування розтягнутої зони. В табл. 3 представлено результати підрахунків параметрів напружено-деформованого стану розрахункового перерізу при раціональному армуванні, визначеному підбором.

Таблиця 3. Параметри напружено-деформованого стану перерізу

№ точки діаграми	Відносні деформації на грані бетону		Кривизна вигнутої осі в перерізі балки, ℵ	Допоміжна величина, γ	Висота стиснутої зони бетону, x_1, м	Відносна кривизна, ℵ	Поздовжня сила N, МН	Згинальний момент М, МН·м
	стиснутій, $\varepsilon^{(i)}_{(1)}$	розтягнутій, $\varepsilon^{(i)}_{(2)}$						
1	0.000328	-0.000557	0.001476	0.194083	0.2222	0.87337	0.00780	0.125168
2	0.000656	-0.001049	0.002843	0.388166	0.2308	1.68205	0.00442	0.230392
3	0.000984	-0.001476	0.004100	0.582249	0.2400	2.426036	-0.00169	0.317093
4	0.001312	-0.001836	0.005248	0.776331	0.2500	3.10532	-0.0033	0.386677
5	0.00164	-0.002132	0.006287	0.970414	0.2609	3.71992	0.00569	0.440528
6	0.001968	-0.002427	0.007325	1.164497	0.2686	4.33451	0.00044	0.482107
7	0.002296	-0.002755	0.008419	1.35858	0.2727	4.98146	0.00600	0.504028
8	0.002624	-0.003066	0.009485	1.552663	0.27665	5.61223	0.00504	0.5165814
9	0.002952	-0.003476	0.010715	1.746746	0.27551	6.34004	0.00418	0.5126546
10	0.00328	-0.003772	0.011753	1.940828	0.27907	6.95463	0.00622	0.5062520

Напруження в арматурі кожного шару для останніх точок сягають межі текучості -416,6МПа у розтягнутій зоні та 435 МПа у стиснутій. На рис.5 приведена повна крива стану перерізу до руйнування бетону стиснутої зони. Як видно з рисунку, крива стану перерізу має низхідну гілку. Згідно з табл. 3, максимум несучої здатності не відповідає граничному стану за деформаціями бетону ($\varepsilon_{c(1)}$=0.002624<0.00328) та арматури (ε_{s1}= -0.002616, тобто більше за абсолютним значенням ε_{s0}= -0.002083, але значно менше за ε_{ud}= -0.020).

Оскільки визначена несуча здатність балки M = 516 кН·м перевищує зовнішній момент M_{Ed}=506кН·м всього на 2%, що менше 5%, це означає, що необхідна точність розрахунку забезпечена. Тому можна вважати, що процес визначення армування закінчений. Для досягнення необхідної точності, як правило, повторюють розрахунки 2-3 рази.

Таким чином, прямим підбором отримали "точне" рішення щодо площі армування перерізу балки, з урахуванням вимог конструювання. Використовуючи дані табл. 1 та вихідні дані, наведені вище, можна отримати, в першому наближенні, необхідну величину раціонального армування за першим підходом по формулі (5):

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{416.6}{200000} = 0.002083,$$

$$\bar{\aleph} = \frac{\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{s0}}{d_0 \varepsilon_{c1}} = \frac{0.00328 - (-0.002083)}{0.6 \cdot 0.00169} = 5.68705,$$

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{cu1}}{\bar{\aleph}} = \frac{0.00328}{0.961111} = 0.341271,$$

$$A_s = \frac{M - \frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}^2} F_{CM}}{f_{yd}(x_1 - d_0)} =$$

$$= \frac{0.506 - \frac{0.3 \cdot 17}{32.342538} \cdot 1.629636}{-416.6(0.341271 - 0.5525)} =$$

$$= 0.002758\, м^2.$$

Отримана величина площі арматури може бути реалізована шістьма стрижнями Ø25, A_s=0.002946м^2 або п'ятьма стрижнями Ø28, A_s=0.003079м^2. Прямим розрахунком, виходячи з кратної площі реальних арматурних стрижнів і розташування їх двома шарами, також отримано сумарну площу армування A_s= 0,002946 м^2 (6Ø25). Тому, можна вважати, що залежність (5) дає достатньо точний результат.

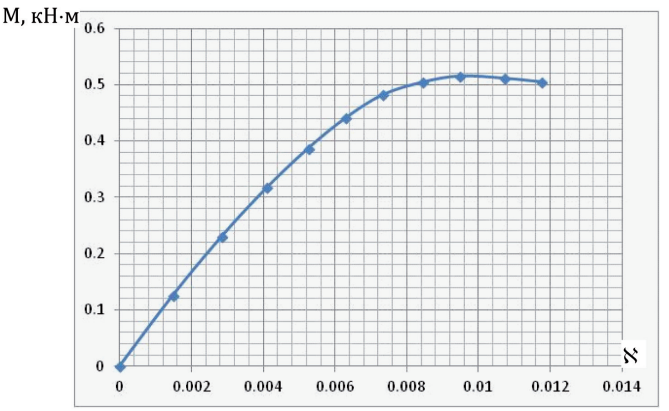


Рис.5 Діаграма стану залізобетонної балки при уточненому армуванні

Визначимо раціональне армування за другим підходом (рис. 2). При цьому, як показав аналіз, немає необхідності використовувати граничний деформований стан перерізу. Виконавши розрахунки за залежностями (9) та (10), отримаємо:

$$D = 4d_0^2 - \frac{8M_{Ed}}{bf_{cd}} = 4 \cdot 0,558^2 - \frac{8 \cdot 0,506}{0,3 \cdot 17} = 0,45173,$$

$$x_1 = \frac{-2d_0 \pm \sqrt{D}}{-2\lambda} = \frac{-2 \cdot 0,5525 + \sqrt{0,45173}}{-2 \cdot 0,8} = 0,27743 \cdot$$

Другий корінь рішення квадратного рівняння не є дійсним, оскільки його значення перевищує висоту перерізу, що не відповідає другій формі рівноваги.

Використовуючи рівняння (8) для визначення раціонального армування при згині отримуємо:

Таблиця 4. Порівняння результатів спрощених підходів для визначення площі розтягнутої арматури.

Площа арматури, отримана прямим підбором, см²	Перший підхід		Другий підхід		Третій підхід	
	площа арматури, см²	відхилення, %	площа арматури, см²	відхилення, %	площа арматури, см²	відхилення, %
29,46	27,58	6,8	27,17	8,4	28	5,2

$$A_s = \frac{x_1 b \lambda f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,27743 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 17}{416,6} = 0,002717 м^2.$$

Виконавши співставлення з результатами визначення площі арматури в наведених вище прикладах, можна констатувати, що і в даному випадку ми отримуємо достатньо точний результат.

Використовуючи третій підхід для визначення раціонального армування при згині, за формулами (12, 13) отримаємо:

$$x_1 = \frac{d_0 \varepsilon_{cu1,cd}}{\varepsilon_{cu1,cd} + \varepsilon_{s0,d}} = \frac{0.5525 \cdot 0.00328}{(0.00328 + 0.002083)} = 0.338 м.$$

Перевіряємо величину висоти стиснутої зони $x_1 \leq 0.6 d_0$. Висота стиснутої зони приблизно дорівнює $0.6 d_0$ (0,338·0,6·0,5525=0,332). Тому, площу розтягнутої арматури обчислюємо за залежністю (14).

Відповідно, необхідна площа арматури становить:

$$A_s = \frac{-M}{2 f_{yd} (x_1 - d_0)} = \frac{-0.506}{2 \cdot 416.6 (0.338 - 0.5525)} = 0.0028 м^2.$$

Розрахунки за трьома спрощеними підходами для визначення площі розтягнутої арматури, представлені в табл. 4, показують, що всі три підходи дають практично однаковий результат.

Для розрахунків рекомендовано третій підхід, тим більше, що найпростіші залежності (12) - (15) дозволяють визначити площу армування незалежно від того, яку діаграму деформування бетону використовують. Цей метод розрахунку є найбільш наближеним до результатів, отриманих прямим підбором.

ВИСНОВКИ

Аналіз системи рівнянь для визначення несучої здатності елементів прямокутного перерізу при згині дозволив заключити, що попередню величину площі армування розтягнутої зони можливо визначити аналітичним шляхом.

Представлений аналіз прямого підбору і трьох підходів до визначення площі арматури прямокутного перерізу з одним шаром армування показав, що всі вони дають практично один і той же результат.

Рекомендовано використовувати найпростіші залежності (12) - (15), які дозволяють визначити площу армування незалежно від того, яку діаграму деформування бетону ми використовуємо. Цей розрахунок дає результати, найбільш наближені до результатів, отриманих прямим підбором. Вказані залежності дозволяють також визначити значення площі попередньо напруженої арматури.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009.-[Чинний від 2011-06-01]. – Київ: ДП "Укрархбудінформ". 2011. – 69 с.- (Державні буд. норми України).

2 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010.-[Чинний від 2011-06-01]. – Київ: ДП "Укрархбудінформ". 2011. – 118 с.- (Національний стандарт України).

3 Andriy Bambura, Oleksandr Gurkivskiy, Marianna Bezbozhna To assessment of bearing capacity and deformability of the reinforced concrete structures on the basis of material deformation real diagrams and deformation approach// Keep Concrete Attractive: Proc. of the fib Symp. – Budapest. – Hungary, 23-25 May 2005. – V.II – P. 742-747.

4 Бамбура А.М. Деформаційна модель та алгоритм визначення напружено-деформованого стану розрахункового перерізу залізобетонних елементів. / А.М. Бамбура, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова. // Стр-во, материаловедение, машиностроение: Сб. научных тр. Вып. №50. – Днепропетровск., ПГАСА, 2009. – С. 19-25.

REFERENCES

1 Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures. Main provisions. (2011). DBN V.2.6-98:2009 [valid from 2011-06-01]. -Kyiv: SE “Ukrarhbudinform”, 2011.-69 p.- (State Construction Norms) [in Ukrainian].

2 Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures of heavy-weight concrete. Design rules. (2011). DSTU B V.2.6-156:2010 [valid from 2011-06-01]. - Kyiv: SE “Ukrarhbudinform”, 2011.- 118 p. (National Standard of Ukraine) [in Ukrainian].

3 Bambura, A., Gurkivskiy, O., & Bezbozhna, M. (2005). To assessment of bearing capacity and deformability of the reinforced concrete structures on the basis of material deformation real diagrams and deformation approach // Proc. from Keep Concrete Attractive: The fib Symp. (23-25 May 2005). (pp. 742-747). Budapest [in English].

4 Bambura, A., Gurkivskiy, O., Bezbozhna, M., & Dorohova, O. (2009). Deformation model and algorithm for the determination of the stress-strain state of the design cross-section of reinforced concrete elements. Construction, materials sciences and engineering industry, 50, p.19-25. Dnepropetrovsk: PSASA [in Ukrainian].

UDK 624.012

MOSKALKOVA YU. H.
PhD, ass. prof., Belarusian-Russian University, Mogilev, Republic of Belarus,
e-mail: julia43@tut.by,
tel. +375 (29) 742-91-83,
ORCID: 0000-0002-4107-2452

BEHAVIOR OF CLAYDITE AT THE STAGE OF MICROCRACK FORMATION

ABSTRACT. In view of the increase of structural lightweight concrete importance the studies of the lightweight concretes under static loading (single and low-cycle) are conducted within the framework of the state program of scientific research "Building Materials and Technologies" on the basis of the Belarusian-Russian University. The purpose of the research is to develop the national application of the Republic of Belarus to Eurocode 2. In the paper the results of the experimental research of claydite concrete with the use of expanded-clay gravel as fine aggregate are presented and the dependencies for determining the relative loads corresponding to the upper and lower limits of microcracks formation are proposed.

KEY WORDS: concrete, claydite concrete, microcracks

МОСКАЛЬКОВА Ю.Г.
Канд. технічних наук, доц., Білорусько-Російський університет, м. Могильов, Республіка Білорусь,
e-mail: julia43@tut.by,
тел. +375 (29) 742-91-83,
ORCID: 0000-0002-4107-2452.

ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ КЕРАМЗИТОБЕТОНУ НА СТАДІЇ УТВОРЕННЯ МІКРОТРІЩИН

АНОТАЦІЯ. У Білорусько-Російському університеті в межах державної програми «Будівельні матеріали та технології» проводяться дослідження роботи керамзитобетону різних класів при статичному навантаженні. Метою досліджень є розроблення національного додатка до Єврокодів 2. У цій статті представлено результати експериментальних досліджень роботи керамзитобетону, запропоновано залежності для визначення відносних навантажень, що відповідають верхній та нижній межі утворення мікротріщин.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: бетон, керамзитобетон, мікротріщини.

МОСКАЛЬКОВА Ю.Г.,
канд. техн. наук, доц., Белорусско-Российский университет, г. Могилёв, Республика Беларусь,
e-mail: julia43@tut.by,
тел. +375 (29) 742-91-83,
ORCID: 0000-0002-4107-2452

ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ КЕРАМЗИТОБЕТОНА НА СТАДИИ ОБРАЗОВАНИЯ МИКРОТРЕЩИН

АННОТАЦИЯ. В Белорусско-Российском университете в рамках государственной программы проводятся исследования работы керамзитобетона различных классов при статическом нагружении. Целью проводимых исследований является разработка национального приложения Республики Беларусь к Еврокоду 2. В данной статье представлены результаты экспериментальных исследований работы керамзитобетона, предложены зависимости для определения относительных нагрузок, соответствующих верхней и нижней границам микротрещинообразования.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: бетон, керамзитобетон, микротрещины

RANGE OF APPLICATION AND ADVANTAGES OF CLAYDITE CONCRETE

At the present time ensuring the energy performance of buildings is one of the key directions in the construction. In our climatic zone the main item of expenses is domestic space heating. In this regard, the use of structural lightweight concrete becomes increasingly in demand.

To date, in CIS countries, claydite concrete is used in the construction of 10-15 % of residential buildings, while in Western Europe its share reaches 40 %. This type of concrete is particularly popular in Germany, the Czech Republic, the Netherlands and the Scandinavian countries. The claydite concrete blocks are often called "bioblocks" because of their high environmental performance. For its thermal conductivity, claydite concrete is almost equal to aerated concrete, but the strength and deformation characteristics of claydite concrete are much higher, which allows using it for manufacturing not only enclosing, but also bearing structures. Moreover, claydite concrete is one of the least expensive building materials.

For instance, claydite concrete as a material for covering has practically no equal products in its price category, since heavy concretes have high thermal conductivity, and almost all lightweight concretes have low strength. The main disadvantage of claydite concrete is moisture permeability, that is, waterproofing is mandatory.

Research of the claydite composition forming, its strength and deformation behavior [1–5], claydite production technology [6, 7], materials [8] and structures [9–12] on claydite basis is scientific interest. The works [13, 14] are devoted to peculiarities of stress-strain state of claydite buildings.

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS

Significant characteristics of strength and deformability of concrete (in particular, claydite concrete) include the upper and lower limits of microcracks formation. Before reaching the lower limit of microcracks formation, the number of contact microcracks in the body of concrete is insignificant, and they can be neglected. When the limit is exceeded, the number of microcracks, their length and opening width substantially increase and the combined microcracks appear. They cause the sliding of coarse aggregate grains relative to the cement matrix without disturbing the system stable state, which results in the manifestation of concrete inelastic properties.

The further load increase leads to the microcracks merging into macrocracks, and so the upper limit of microcracks formation is reached. The macrocracks divide the structure of concrete into blocks that begin to shift relative to each other. At this stage of loading there are the irreversible destructive processes resulting in concrete disintegration under the further application of load even without its increase. Thus, a risk of fatigue failure during prolonged loading arises.

The purpose of the performed experimental studies was to determine the specifics of the claydite concrete work at the microcracks formation stage in comparison with the traditionally used heavy concrete.

These features were found out by means of testing the standard samples in the form of prisms with dimensions of 150 × 150 × 600 mm and the cylinders of 150 mm in diameter and 300 mm high. The prototypes were made of heavy concrete (coarse aggregate of crushed stone) and claydite concrete (coarse aggregate of expanded-clay gravel produced by JSC "Expanded-Clay Gravel Plant Novolukoml). The fraction of coarse aggregate for all series of prototypes was 5-20 mm. The fine aggregate was quartz sand with a size modulus of 1.8, cementing aggregate was Portland cement grade M 500 of JSC "Belarusian Cement Plant". The water-cement ratio was 0.55 ± 0.05.

The manufacture of test samples from claydite concrete and their testing were carried out by the post-graduate student I. Meliantsova at the Belarusian-Russian University Department of Building Structures, Buildings and Constructions.

Based on the tests results, the relative loads corresponding to the upper and lower limits of microcracks formation (ηvcrc and η0crc, respectively) were determined for claydite concrete and heavy concrete.

The upper limit ηvcrc was determined as a peak point of the graph "Loading level η - volume strain εV", and the lower limit η0crc was determined by taking the second derivative of the dependence "Loading level η - Poisson's ratio ν" (from the correlation curves of the dependences «$\frac{d\nu}{d\eta}-\eta$» and «$\frac{d^2\nu}{d\eta^2}-\eta$») [15–18].

PROPOSALS FOR CALCULATING THE RELATIVE LOADS CORRESPONDING TO THE UPPER AND LOWER LIMITS OF MICROCRACKS FORMATION

Based on experimental data, it is established that there is a linear relationship between the values of relative loads for the upper and lower limits of microcracks formation. The ratio of the values of load level corresponding to the lower limit of the microcracks formation to the value of the load level corresponding to the upper limit remains constant regardless of concrete grade [18]:

$$\frac{\eta^0_{crc}}{\eta^V_{crc}} = \text{const.} \qquad (1)$$

The value of ratio $\frac{\eta^0_{crc}}{\eta^V_{crc}}$ can be taken

– for heavy concrete as $\frac{\eta^0_{crc}}{\eta^V_{crc}} \approx 0,67$ [18];

and

– for claydite concrete as $\frac{\eta^0_{crc}}{\eta^V_{crc}} \approx 0,60$ (according to the obtained experimental data).

The empirical coefficient k_{crc} taken according to the value of $\frac{\eta^0_{crc}}{\eta^V_{crc}}$ can be used for the calculations of concrete and reinforced concrete structures as follows:

$$k_{crc} = k_{c1} \cdot \frac{\eta^0_{crc}}{\eta^V_{crc}} \qquad (2)$$

Table 1. The comparison of the experimental and theoretical values of the relative loads corresponding to the upper η^{v}_{crc} and lower η^{0}_{crc} limits of microcracks formation

Strength f_{cm}, MPa	Experimental values		Ratio $\frac{\eta^0_{crc}}{\eta^V_{crc}}$		Coefficient k_{c1}	Coefficient k_{crc}	Calculated values		Deviations of calculated values from experimental ones, %	
	η^0_{crc}	η^v_{crc}	experimental	accepted			η^0_{crc}	η^v_{crc}	$\Delta\eta^0_{crc}$	$\Delta\eta^v_{crc}$
Claydite concrete										
9,1	0,41	0,71	0,58	0,6	1,2	0,72	0,37	0,62	8,6	12,0
10,7	0,44	0,73	0,60				0,41	0,66	6,1	9,2
11,2	0,44	0,73	0,60				0,42	0,67	3,6	7,7
15,9	0,50	0,75	0,67				0,51	0,76	-1,5	-1,0
17,7	0,45	0,75	0,60				0,53	0,78	-18,4	-4,4
Heavy concrete										
18,7	0,51	0,75	0,68	0,67	1,0	0,67	0,50	0,75	2,5	0,3
19,4	0,58	0,85	0,68				0,51	0,76	12,8	11,1
22,3	0,54	0,81	0,67				0,54	0,79	0,7	2,9
28,1	0,53	0,83	0,64				0,59	0,84	-10,9	-0,9
28,2	0,57	0,84	0,68				0,59	0,84	-3,2	0,2
29,0	0,58	0,86	0,67				0,59	0,84	-2,5	1,8
Average deviation (in absolute value) is $\overline{\Delta\eta_{crc}} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left\lvert\Delta\eta_{crc,i}\right\rvert$									6,4	4,7

The coefficient k_{c1} is introduced into formula (2) with its value being specified for claydite concrete as $k_{c1} \approx 1.2$ (for heavy concrete and some other types of concrete $k_{c1}=1.0$ is used [18]). This coefficient is introduced because of the specificity of claydite concrete work under static loading: the initial elasto-plastic modulus of claydite concrete is lower and the final one is higher than for heavy concrete.

Thus, according to formula (1) we obtain:

– for heavy concrete

$$k_{crc} = 1.0 \cdot 0.67 = 0.67;$$

and

– for claydite concrete

$$k_{crc} = 1.2 \cdot 0.60 = 0.72.$$

To determine the relative values of loads corresponding to the upper and lower limits of microcracks formation, the dependences (formulae (3) and (4)) are proposed, in which, in addition to the concrete strength, the type of concrete is taken into account (in contrast to the dependences proposed by O. Berg [19]).

$$\eta^0_{crc} = 0{,}33k_{crc} \cdot \ln\frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} - 0{,}15; \quad (3)$$

$$\eta^v_{crc} = 0{,}33k_{crc} \cdot \ln\frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} + 0{,}1, \quad (4)$$

where f_{cm} is an average strength of concrete, MPa; and $f_{cm,0}$ is a single value of a concrete average strength, $f_{cm,0}$=1MPa.

The natural logarithm use in formulas (3) and (4) instead of the decimal one [19] allows to calculate η_{vcrc} and η_{0crc} in a wider range of strengths, and the introduction of the empirical coefficient kcrc makes the proposed dependences universal and applicable for concretes of various types (in addition to heavy concrete and claydite concrete, steel fiber concrete on the basis of a factory made "Vulkan Harex" fiber and concrete with the use of cupola slag as fine aggregate were also studied [18]).

In Table 1 the experimental and calculated relative values of loads corresponding to the upper and lower limits of microcracks formation are compared for samples of claydite concrete and heavy concrete.

As can be seen from Table 1, the dependencies proposed for the determination of the upper and lower limits of microcracks formation ensure the satisfactory convergence with experimental data. The assigned values of the empirical coefficients are adequate.

CONCLUSIONS

The value of the coefficient kcrc can be used to evaluate the efficiency of the usage of the various types of concrete for the construction of structures operating under the conditions of varying loads (for instance, natural or low-cycle loads). The higher the value of the coefficient kcrc is, the more stable will be the work of concrete under the action of a variable static load, since the upper limit of microcracks formation will be higher (for the same strength characteristics).

Thus, the coefficient value $k_{crc} \approx 0{,}72$ indicates a higher low-cycle adaptability of claydite-concrete in comparison with traditional heavy concrete. This assumption requires empirical verification, since such studies have not been carried out so far, but an argument in favor of this assumption is the fact that the values of η0crc and ηvcrc for claydite concrete exceed the corresponding characteristics of the axial compression strength for heavy concrete of the same grade.

The advantages of lightweight concrete in comparison with other traditional types of concretes are not only a low value of specific weight, low thermal conductivity and sound permeability. High values of relative loads corresponding to the upper and lower limits of microcracks formation make it reasonable to use structural lightweight concretes for the manufacture of structures subject to low-cycle static loads.

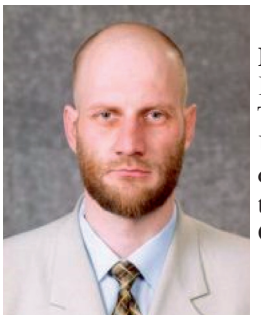
REFERENCES

1. Toshev, A.S. Issledovaniie napriazhenno-deformirovannoho sostoianiia zdanii iz keramzitobetonnykh obiemnykh blokov [The investigation of the stress-strain state of buildings built of claydite concrete block modules]. Extended abstract of candidate's thesis / Moscow Inst. of Municipal Economy and Construction. – Moscow, 1993. – 26 p. [in Russian].
2. Dronova, A.V. Karkasnyie konstruktivnyie sistemy maloetazhnykh zhylykh domov iz monolitnoho keramzitobetona [Framed structural systems for low-rise dwelling houses of cast-in-place claydite

concrete]. Candidate's thesis / Belgorod Shukhov State Technological Univ. – Belgorod, 2012. – 198p. [in Russian].
3. Komissarenko, B. S. Keramzitobeton dla effektivnykh ohrazhdaiushchikh konstruktsyi [Claydite concrete for the efficient enclosing structures]. Doctor's thesis / Samara State Acad. of Architecture, Building and Civil Engineering. – Samara, 2000. – 320 p. [in Russian].
4. Uzhakhov, M. A. Tehnolohiia i svoistva keramzitobetona na horiachem zapolnitele [Technology and properties of hot aggregate claydite concrete]. Extended abstract of candidate's thesis / Rostov State Acad. of Civil Engineering. - Rostov-na-Donu, 1994. – 21 p. [in Russian].
5. Mironov, O. M. Napravlennoie formirovanie struktury porizovannoho keramzitobetona [Directed formation of the porous claydite concrete structure]. Candidate's thesis / Rostov State Acad. of Civil Engineering. - Rostov-na-Donu, 1984. – 71p. [in Russian].
6. Savin, D. V. Keramzitobeton dla zimneho betonirovaniia na osnove bezhipsovoho portlandtsementa [Winter concreting claydite concrete on the basis of plasterless portland-cement]. Candidate's thesis / Belgorod Shukhov State Technological Univ. - Belgorod, 2009. – 196 p. [in Russian].
7. Herasimov, A. V. Stroitelnyie smesi na osnove produktov utiliziruiemoho keramzitobetona [Construction mixes on the basis of utilizable claydite concrete products]. Extended abstract of candidate's thesis / Tomsk State Univ. of Architecture and Building. – Tomsk, 2002. – 16 p. [in Russian].
8. Makarets, O. N. Povyshenie effektivnosti keramzitobetona putem upravleniia protsessom vodopohloshcheniia poristoho zapolnitela [Enhancement of claydite concrete efficiency by controlling the process of porous aggregate water absorption]. Extended abstract of candidate's thesis / Kuban State Technological Univ. – Rostov-na-Donu, 1997. – 16 p. [in Russian].
9. Huchkin, I. S. Issledovanie protsessa mikrorazrushenii keramzitobetona pri odnoosnom szhatii kompleksom fizicheskikh metodov [Investigation of claydite concrete microcracking process during uniaxial compression by the complex of physical methods]. Extended abstract of candidate's thesis / Belarusian Polytechnic Inst. – Minsk, 1973. – 26 p. [in Russian].
10. Kravchenko, S. A. (2011). Nesucha zdatnist ta deformatyvnist keramzitobetonnykh ohorodzhuiuchykh konstruktsii [Bearing capacity and deformability of claydite concrete enclosing structures]. Extended abstract of candidate's thesis / Odessa State Acad. of Civil Engineering and Architecture. – Odesa, 2011. – 20 p. [in Ukrainian].
11. Zinchenko, S. V. Mitsnist ta deformatyvnist konstruktsii iz tsementno-zolnoho keramzitobetonu [Structural strength and deformability of fly ash-cement claydite concrete]. Candidate's thesis / Odessa State Acad. of Civil Engineering and Architecture. – Odesa, 2010. – 21 p. [in Ukrainian].
12. Babich, E. M. Konstruktsii iz lehkikh betonov na poristykh zapolniteliakh [Structures made of porous aggregates light-weight concretes]. Kiev: Vyshcha shkola. Main Publisher, 1988. – 208 p. [in Russian].
13. Gunasekaran, Mr. M., Saranya, G., Elamaran, L., Sakthivel, P., & Suresh, P. Development of Light Weight Concrete by using Autoclaved Aerated Concrete // Intern. J. for Innovative Research in Science & Technology (IJIRST). - Volume 2. – Iss. 11. – 2016. – P. 518–522 [in English].
14. Chandra, S., & Berntsson, L. Lightweight aggregate concrete. Science, Technology, and Applications. - Norwich, New York, U.S.A.: Noyes Publications, William Andrew Publishing, 2002. – 407 p. [in English].
15. Semeniuk, S. D. Prohnozirovaniie raboty i raschet zhelezobetonnykh prostranstvennykh konstruktsyi na neravnomerno deformiruiemom osnovanii [Operation forecasting and design of reinforced concrete spatial structures on non-uniformly deformable bases]. Doctor's thesis. – Mohyliov, 2004. – 381 p. [in Russian].
16. Semeniuk, S. D. K opredeleniiu modulia upruhosti i upruhoplasticheskikh kharakteristik betona pri kratkovremennom tsentralnom szhatii [On the determination of elasticity modulus and elastoplastic characteristics of concrete during the short-term axial compression] [in Russian] // Bull. of Brest State Techn. Univ. – Brest, 2001. – №1. – P. 40–44 [in Russian].
17. Semeniuk, S. D., Meliantsova, I. I., Divakova, H. A., & Mamochkina, M. H. Prochnost i deformativnost keramzitobetona klassov 10/12,5 i 16/20 po rezultatam ispytanii [Strength and deformability of claydite concretes of 10/12,5 and 16/20 grades based on the tests results] // Resource efficient materials, structures, buildings and facilities: Collection of research papers. – Rovno, 2014. – Iss. 28. – P. 67–75 [in Russian].
18. Moskalkova, Yu. H. Prochnost i deformativnost izghibaiemykh zhelezobetonnykh elementov, usilennykh narashchivaniiem szhatoi zony, pri staticheskom i malotsyklovom nahruzheniiakh [Strength and deformability of bendable reinforced concrete elements strengthened by the build-up of a compressed zone, under static and low-cycle loading]. Candidate's thesis / Belarusian-Russian Univ. – Mogilev, 2013. – 199 p. [in Russian].
19. Berh, O. Ya. Fizicheskiie osnovy teorii prochnosti betona i zhelezobetona [Physical fundamentals of the theory of the concrete and reinforced concrete strength]. – Moscow: Gosstroiizdat, 1962. – 96 p. [in Russian].

UDC 624.04:41

SHKURUPIY A.A.
PhD, Prof., professor, head of the department, Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine,
e-mail: shbm@ukr.net,
tel. +38 (066) 836-89-41,
ORCID: 0000-0003-1487-1037



PASCHENKO A.N.
PhD, ass. prof., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine,
e-mail: Pan_docent@ukr.net,
tel. +38 (095) 728-81-55,
ORCID: 0000-0002-6562-0046

MYTROFANOV P.B.
PhD, ass. prof., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine,
e-mail: Mytrofanov.P@gmail.com,
tel. +38 (050) 849-22-88,
ORCID: 0000-0003-4274-1336

ALGORITHM AND SOFTWARE FOR CALCULATING THE STABILITY OF THE FORM OF EQUILIBRIUM OF DISCRETE SYSTEMS

ABSTRACT. The paper presents an algorithm for calculating the stability of the form of equilibrium of the first kind of compressed discrete systems by the method of displacements in combination with the methods of iterations and bisection. The use of the displacement method in combination with the iteration and bisection methods makes it possible to effectively determine the minimum critical stress or strain at the first bifurcation and their corresponding form of loss of stability, both for statically determined and statically undetectable systems. This approach, using matrix forms, makes it possible to significantly simplify the calculations of the analytical condition for the loss of stability of compressed discrete systems (the stability loss equation), which has high orders, as well as to construct the form of loss of stability corresponding to a critical load, that is, to solve the problem of loss of stability of equilibrium. The calculation of the compressed discrete system on the stability of the form of equilibrium actually reduces to the solution of the difficultly described nonlinear transcendental equation, which is the equation of loss of stability. The difficulty lies in the absence of an analytical solution of such an equation due to the presence of complex functions of Zhukovsky, which have transcendental functions in their structure. Such solution can be performed only with the use of numerical methods. This algorithm for calculating the loss of equilibrium of the first kind of compressed discrete systems by displacement in combination with the methods of iteration and bisection is implemented in the software complex "Persist" for a PC in Windows OS. The program was approbated and implemented in the educational process at the Department of Structural and Theoretical Mechanics of the Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University during the training of specialists in engineering specialties.

KEYWORDS: stability, critical state, critical load, critical stress, loss of stability of the form of equilibrium (deformation), bifurcation, form of loss of stability, iteration, bisection.

ШКУРУПІЙ О.А.
Канд. технічних наук, проф., Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка, Полтава, Україна,
e-mail: shbm@ukr.net,
тел. +38 (066) 836-89-41,
ORCID: 0000-0003-1487-1037

ПАЩЕНКО А.М.
Канд. технічних наук, доцент, Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка, Полтава, Україна,
e-mail: Pan_docent@ukr.net,
тел. +38 (095) 728-81-55,
ORCID: 0000-0002-6562-0046

МИТРОФАНОВ П.Б.
Канд. технічних наук, доцент, Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка, Полтава, Україна,
e-mail: Mytrofanov.P@gmail.com,
tel. +38 (050) 849-22-88,
ORCID: 0000-0003-4274-1336

АЛГОРИТМ І ПРОГРАМНИЙ КОМПЛЕКС ДЛЯ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ ФОРМИ РІВНОВАГИ ДИСКРЕТНИХ СИСТЕМ

АНОТАЦІЯ. У статті наведено алгоритм розрахунку стійкості форми рівноваги першого роду стиснутих дискретних систем методом переміщень у сукупності з методами інерцій та бісекції. Використання методу переміщень у сукупності з методами ітерацій та бісекції дає можливість ефективно визначати мінімальне критичне навантаження чи напруження при першій біфуркації та відповідну їм форму втрати стійкості, як для систем, що статично визначаються, так і для систем, що статично не визначаються. Такий підхід з використанням матричних форм дає можливість суттєво спростити розрахунки аналітичної умови втрати стійкості стиснутих дискретних систем (рівняння втрати стійкості), котра має високі порядки, а також побудувати відповідну критичному навантаженню форму втрати стійкості, тобто вирішити задачу втрати стійкості рівноваги. Розрахунок стиснутої дискретної системи на стійкість форми рівноваги фактично зводиться до розв'язування складно описаного нелінійного трансцендентного рівняння, яким є рівняння втрати стійкості. Складність полягає у відсутності аналітичного розв'язання такого рівняння через наявність складних функцій Жуковського, які мають у своєму складі трансцендентні функції. Такий розв'язок можна виконати лише з застосуванням чисельних методів. Даний алгоритм розрахунку втрати стійкості рівноваги першого роду стиснутих дискретних систем методом переміщень в сукупності з методами інерцій та бісекції реалізований у програмному комплексі «Persist» для ПЕОМ в OS Windows. Програма пройшла апробацію та впроваджена в навчальний процес на кафедрі будівельної та теоретичної механіки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка при підготовці фахівців інженерних спеціальностей.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: стійкість, критичний стан, критичне навантаження, критичне напруження, втрата стійкості форми рівноваги (деформації), біфуркація, форма втрати стійкості, ітерація, бісекція.

INTRODUCTION

There are various methods for calculating the stability of the shape of the equilibrium of discrete systems, due to the large volume of computations associated with the solution of the analytical condition for the loss of equilibrium stability. The solution of the analytical condition for the loss of stability of the equilibrium of compressed discrete systems, which has high orders, and the definition of the critical load of the form of loss of stability, is one of the topical problems.

REVIEW OF RECENT SOURCES OF RESEARCH AND PUBLICATIONS

The solution of the problem of calculating the analytical condition for loss of stability of the equilibrium of compressed discrete systems, which has high orders, and the determination of the corresponding critical load of the form of loss of stability, generated a large number of methods by many mathematicians (Krylov, Laverier, Danilevsky, Jacobi (iterations) [1 – 10] etc.).

PARTS OF THE COMMON PROBLEMS THAT EARLIER UNSOLVED

The calculation of the compressed discrete system on the stability of the form of equilibrium actually reduces to the solution of the difficultly described nonlinear transcendental equation, which is the equation of loss of stability. The difficulty lies in the absence of analytical solution of such equation due to the presence of complex functions of Zhukovsky, which have transcendental functions in their structure. Such solution can be performed only with the use of numerical methods. This problem of calculating the analytical condition for loss of stability of the equilibrium of compressed discrete systems, as well as the determination of the critical load of the form of loss of stability, is proposed to solve by displacement, iteration and bisection methods, which makes it possible to significantly simplify calculations.

PURPOSE OF THE WORK

The purpose of the work is to develop an algorithm and software for the PC in Windows OS, which will enable students and engineers to automate calculations of stability of equilibrium forms of compressed discrete systems.

MAIN MATERIAL AND RESULTS

The algorithm for Calculation of the loss of stability of the form of equilibrium of the first kind of compressed discrete systems by the displacement method in combination with the methods of iterations and bisection with examples is given in [11]. It is implemented in the software package "Persist" for a PC in Windows OS.

In the Department of Structural and Theoretical Mechanics the «Persist» program was developed and

implemented on the PC. To solve this engineering task this computer program is implemented in a modern compiler, contains several subroutines that are combined and presented in the form of the same software complex.

General algorithm for calculating stability by the program "Persist".

Generalized structural scheme of solving equation of loss of stability:

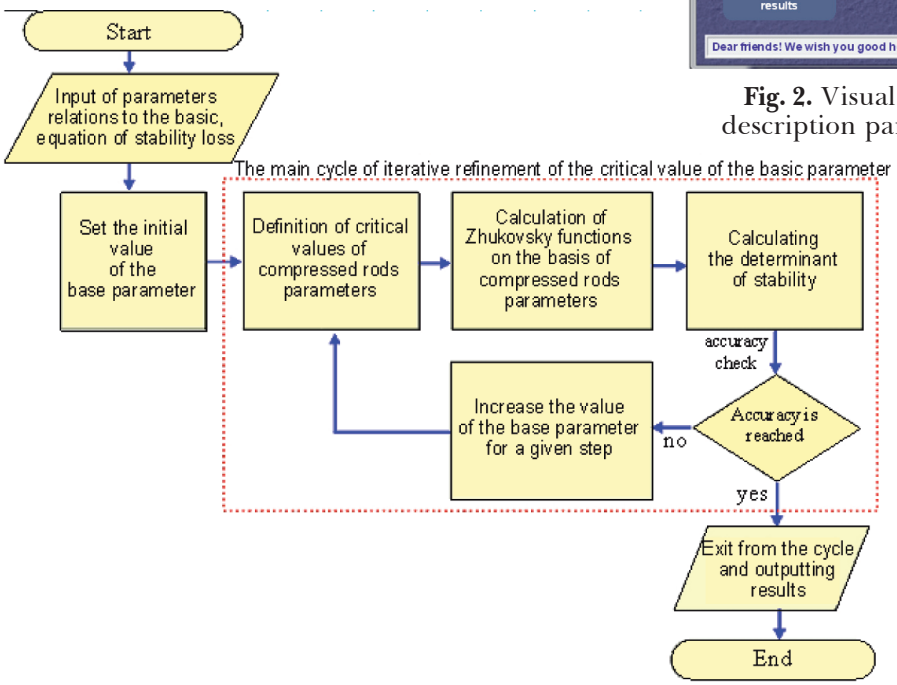


Fig. 1. Structural diagram of the algorithm for solving the equation of loss of stability

The calculation of the compressed frame on the stability of the form of equilibrium implies forming a loss-stability equation by yourself. Only after completing and checking the equation of loss of stability as a nontrivial solution of a homogeneous system of canonical equations, a user uses a PC to solve stability of the equilibrium form according to the "Persist" program.

The calculation of the compressed discrete system on the stability of the form of equilibrium actually reduces to the solution of the difficultly described nonlinear transcendental equation, which is the equation of loss of stability. The difficulty lies in the absence of an analytical solution of such equation due to the presence of complex functions of Zhukovsky, which have transcendental functions in their structure. The arguments of the functions of Zhukovsky are the values of the parameters of the compressed rods parameter t.

The main points of describing the source data in the program «Persist».

1. ***Description of the compressed rods parameters.***

The dialog for describing the parameters of the compressed rods is activated by pressing the

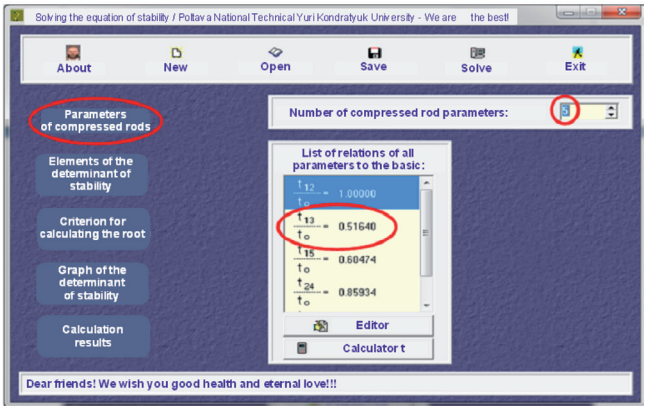


Fig. 2. Visual components for managing the description parameters of the compressed rods

corresponding button, Fig. 2. In this case, it should be noted that only non-zero parameters are described, that is, the parameters of only compressed rods, rods with zero value of longitudinal force are not part of the ones described.

2. ***Introduction of elements of equation of loss of stability of the form of equilibrium.***

Determination of the first real root of the equation of equilibrium of loss of stability.

3. ***Criteria setting for iterative calculation.***

As a precision criterion, the "Persist" program uses the so-called absolute criterion when the process of iterative refinement of the root stops when the absolute value of the desired root does not exceed the value of the given error, which is recommended to set in the range 10^{-6} … 10^{-4}. Fig. 6 shows an activated menu item for adjusting the criteria for an iterative calculation.

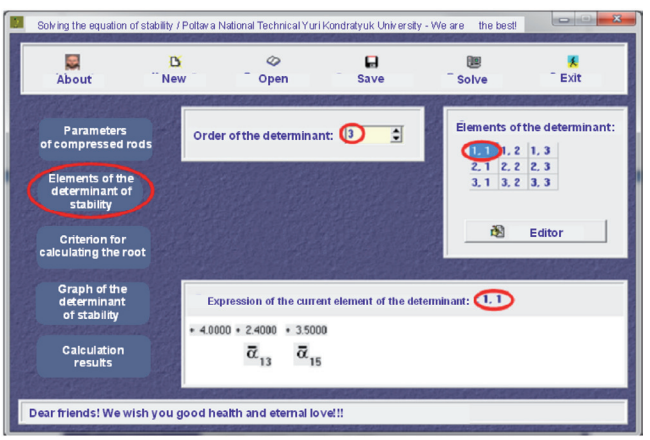


Fig. 3. Visual components of control description of stability loss elements equation of the equilibrium form

4. Directly solving equation of stability in «Persist».

As noted above, solving the equation of loss of stability of the form of equilibrium involves the use of numerical methods. Thus, in the "Persist" is organized an iterative process of solving a complex nonlinear equation using the chord method in conjunction with refinement on its iterations by the method of bisection. The search for the interval of existence of the first root is carried out by the method of selection as for the method of dichotomy. The process of iterative refinement of the root continues until the root value reaches the given accuracy.

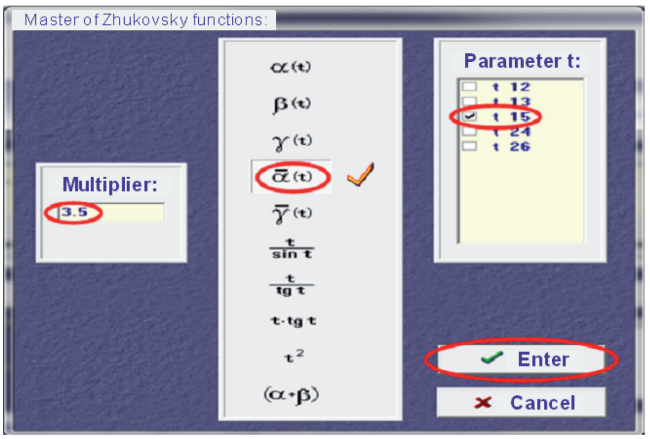


Fig. 4. Visual components of description control element 1.1 of stability equation loss of the equilibrium form

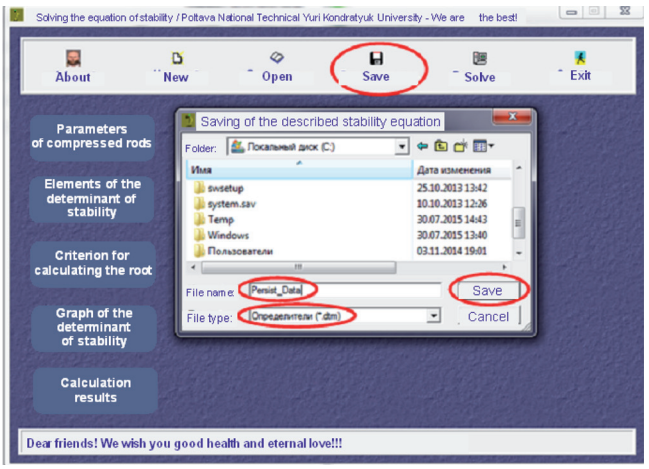


Fig. 5. Saving of the described stability equation loss of the equilibrium form

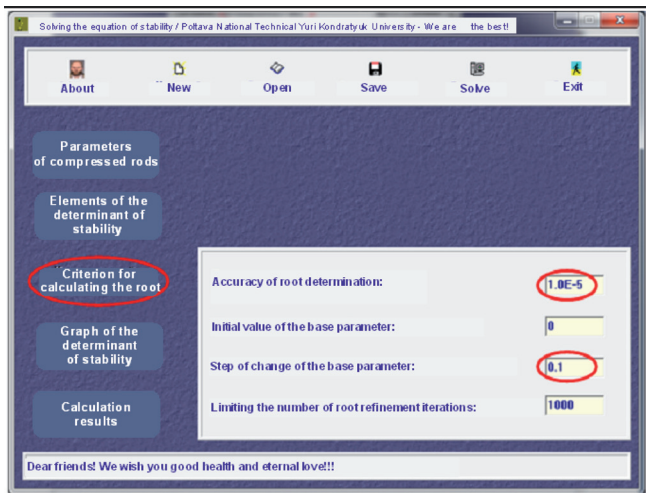


Fig. 6. Settings of criteria for iterative calculation

For a solution already described in the program "Persist" equation of loss of stability of the form of equilibrium, the user must use the item in the main menu "Calculate", Fig. 2.

5. Analysis and verification of calculation results.

As you know, transcendental equations can have not one root due to the presence of periodic functions. According to the physical content of the equation of loss of stability, we are interested in the first root, which corresponds to the minimum critical value of the basic parameter of the compressed rod . On its basis, the critical values of the parameters of all compressed rods are determined as: , where ki - coefficient of reduction of compressed rods lengths.

It is necessary to emphasize the prevention of the passage of the first root when numerically iterative solving of such equation. To do this, you need to analyze the results. As a rule, it is enough to visually assess the type of graph of the dependence of the determinant of stability of the form of equilibrium from the value of the basic parameter t0cr (Fig. 7).

Fig. 8 and Fig. 9 shows the results of the solution

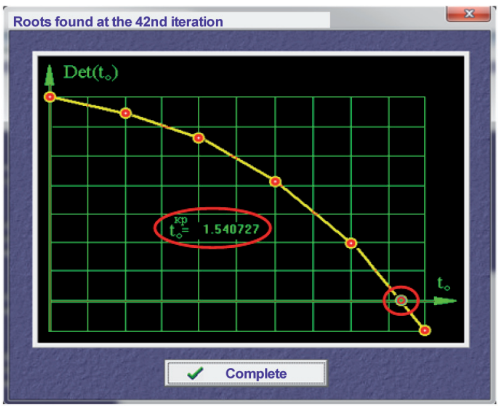


Fig. 7. Chart of the dependence of the determinant of resistance on the value of the basic parameter

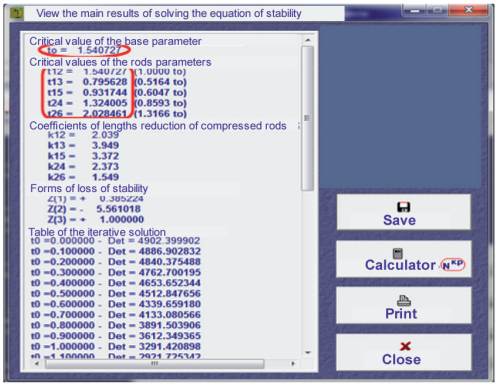


Fig. 8. View the results of the solution the equation of stability loss of the form of equilibrium

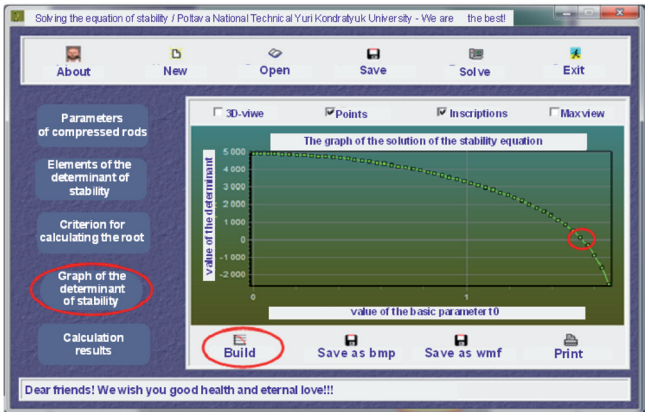


Fig. 9. Graphic representation of the solution of the stability loss equation

the equation of stability loss of the form of equilibrium in table and graph forms.

The user is able to adjust the accuracy of the graphical display of the solution of the equation of stability loss (Fig. 10). A calculator is available for the user which allows calculate the values of critical longitudinal forces (Fig. 11).

6. Saving the results and getting a copy of them.

For the possibility of further analysis and processing of the results of calculations in the "Persist" is provided the possibility of saving them in a text file. To do this,

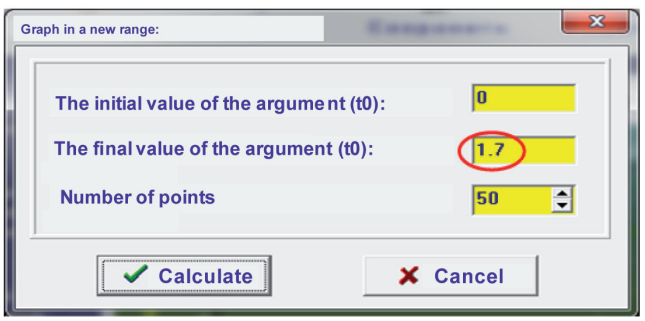


Fig. 10. Settings of the graphical representation of the equation of loss solution of stability of the equilibrium form

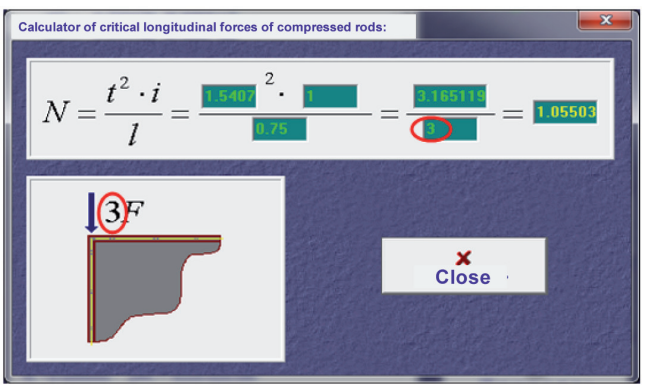


Fig. 11. Calculator for calculating critical longitudinal forces

use the appropriate menu item "Save" in the viewport of the main results, see Fig. 2. In this case, all actions of saving file are absolutely similar to those used in any Windows program (Fig. 12).

A text file with results can be downloaded to any text editor to prepare for printing in a more user-friendly format.

7. Main properties of "Persist" software

Requirements for PC system resources. The program uses the Windows operating system. For ease of use, we recommend using monitors with a resolution of 800x600 pixels.

Software package Persist consist of files:

- Persist.exe (mandatory) – main program file;
- Persist.hlp (recommended) –help file for using "Persist";
- Persist.ini (optional) – initializing the values of the search criterion for the root equation of stability, can be created automatically;
- Persist.txt (optional) – file with a short description of the program;
- Demo*.dtm (optional) – demo files of the described equations of stability, which can be downloaded for calculation and analysis.

Copyrights. The program can be freely distributed, and authors are not liable for any losses incurred as a result of using this program (data loss, financial loss, etc.).

Due to the constant improvement of the program, authors recommend that you follow the release number in the About menu.

Installing software package «Persist» on PC. For correct operation of the program "Persist" you should install it on the hard disk of the PC. It is not desirable to launch the program directly from the CD. This is due to the need in certain cases saving data on hard disk. To install the "Persist" program on a PC, you need to copy the "Persist" subdirectory to the PC hard disk.

Conclusions. The algorithm and program complex "Persist" for the PC in Windows OS are developed. This computer program is implemented in a modern

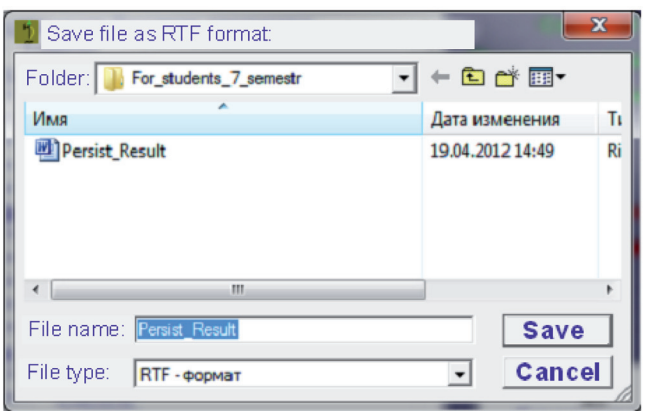


Fig. 12. Saving the results of solving the equation of stability loss in a text file

compiler, contains several subroutines (utilities), which are combined and presented in the form of the same software complex. It will enable students and engineers to automate calculations of the stability of the equilibrium form of compressed discrete systems, calculate critical loads (stresses) and determining the corresponding principal forms of oscillations. The program has been approbated and implemented in the educational process at the Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University during the training of specialists in engineering specialties.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / [А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лащеников, Н.Н. Шапошников]. - М.: Стройиздат, 1984. - 415 с.
2. Киселев В.А. Строительная механика. Специальный курс. – 3-е изд., исправ. и доп. / В.А. Киселев. - М.: Стройиздат, 1980. - 616 с.
3. Баженов В.А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: підручник / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, О.В. Шишов. – Київ: Каравела, 2009. – 696 с.
4. Баженов В.А. Будівельна механіка. Динаміка споруд: навч. посібник / В.А. Баженов, Є.С. Дехтярюк. – Київ: ІЗМН, 1998. – 208 с.
5. Вибрации в технике: Справочник. В 6-ти томах / Ред. совет: В.Н. Челомей (предс.). – Том 1. Колебания линейных систем. – Под ред. В.В. Болотина. – М.: Машиностроение, 1978. – 352 с.
6. Nageim H. Al. , Durka F. , Morgan W. & Williams D. Structural Mechanics . – Trans-Atlantic Publications, 2010. – 456 p.
7. Karl-Gunnar Olsson & Ola Dahlblom. Structural Mechanics: Modelling and Analysis of Frames and Trusses. – Wiley, 2016. – 344 p.
8. Smith P. An Introduction to Structural Mechanics. – Palgrave Macmillan, 2001. – 368 p.
9. Ray Hulse & Jack Cain Structural Mechanics. – Palgrave Macmillan. 2000. – 592 p.
10. Фаддеев Д.К. Вычислительные методы линейной алгебры / Д.К. Фаддеев, В.Н. Фаддеева. - М.: Физматгиз, 1960. - 656 с.
11. Шкурупій О.А. Стійкість форми рівноваги та динаміка дискретних систем: навчальний посібник / О.А. Шкурупій. – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – 228 с.

REFERENCES

1. Smyrnov A.F. Stroytel'naya mekhanyka. Dynamyka y ustoychyvost' sooruzhenyy / A.F. Smyrnov, A.V. Aleksandrov, B.Ya. Lashchenykov, N.N. Shaposhnykov. – M.: Stroyyzdat, 1984. – 415 s.
2. Kyselev V.A. Stroytel'naya mekhanyka. Spetsyal'nuy kurs. – 3-e yzd., ysprav. y dop. / V.A. Kyselev. – M.: Stroyyzdat, 1980. – 616 s.
3. Bazhenov V.A. Budivel'na mekhanika. Komp"yuterni tekhnolohiyi: pidruchnyk / V.A. Bazhenov, A.V. Perel'muter, O.V. Shyshov. – K.: Karavela, 2009. – 696 s.
4. Bazhenov V.A. Budivel'na mekhanika. Dynamika sporud: navch. posibnyk / V.A. Bazhenov, Ye.S. Dekhtyaryuk. – Kyiv: IZMN, 1998. – 208 s.
5. Vybratsyy v tekhnyke: Spravochnyk. V 6-ty tomakh / Red.sovet: V.N. Chelomey (preds.). – Tom 1. Kolebanyya lyneynykh system. – Pod red. V.V. Bolotyna. – M.: Mashynostroenye, 1978. – 352 s.
6. Structural Mechanics / H. Al. Nageim, F. Durka, W. Morgan, D. Williams. – Trans-Atlantic Publications, 2010. – 456 p.
7. Olsson K.-G. Structural Mechanics: Modelling and Analysis of Frames and Trusses / Karl-Gunnar Olsson, Ola Dahlblom. – Wiley, 2016. – 344 p.
8. Smith P. An Introduction to Structural Mechanics / P. Smith. – Palgrave Macmillan, 2001. – 368 p.
9. Hulse R. Structural Mechanics / Ray Hulse, Jack Cain. – Palgrave Macmillan. 2000. – 592 p.
10. Faddeev D.K. Vichyslytel'nie metody lyneynoy alhebry / D.K. Faddeev, V.N. Faddeeva. - M.: Hosudarstvennoe yzdatel'stvo fyzyko-matematycheskoy lyteratury, 1960. – 656 s.
11. Shkurupiy O.A. Stiykist' formy rivnovahy ta dynamika dyskretnykh system: navchal'nyy posibnyk / O.A. Shkurupiy. – Poltava: PoltNTU, 2015. – 228 s.

УДК 691.327.32

КРОВЯКОВ С.О.
Канд. технічних наук, доц., докторант, Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна,
e-mail: skrovyakov@ukr.net,
тел. +38 (067) 922 18 90,
ORCID: 0000-0002-0800-0123

МІШУТІН А.В.,
Д-р технічних наук, проф., зав. каф., Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна,
e-mail: mishutin52@ukr.net,
тел. + 38 (050) 501-67-74,
ORCID: 0000-0001-9512-6084

ПІДВИЩЕННЯ ДОВГОВІЧНОСТІ ЛЕГКИХ КОНСТРУКЦІЙНИХ БЕТОНІВ ДЛЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ І ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД ШЛЯХОМ ОБРОБЛЕННЯ ПОВЕРХНІ ПОРИСТОГО ЗАПОВНЮВАЧА

АНОТАЦІЯ. Для гідротехнічних і транспортних споруд ефективним є використання бетонів на легких пористих заповнювачах. Зокрема, легкі бетони широко використовують для плавучих залізобетонних споруд, таких як нафтовидобувні платформи, плавучі доки, готелі та будинки. Україна є однією з небагатьох країн, що володіють технологією залізобетонного суднобудування.

Проаналізовано поводження пористого заповнювача в структурі бетону. Відомо, що при твердінні бетону відбувається активний обмін речовиною між заповнювачем і матрицею. Крім того, на властивості бетону впливає адгезія матриці до заповнювача і усадка-набухання заповнювача. При твердінні бетону в його структурі утворюються тріщини і внутрішні поверхні поділу. По цих тріщинах, поверхнях поділу і порам у матриці та заповнювачі передаються рідина і газ. Відповідно, для підвищення довговічності бетону гідротехнічних і транспортних споруди необхідно зменшити його проникність.

Запропоновано два методи оброблювання поверхні пористого заповнювача. Перший – гідрофобізація поверхні кремнійорганічною рідиною оптимальної концентрації. Недоліком цього методу є необхідність виконання додаткової технологічної операції. Було встановлено оптимальну концентрацію кремнійорганічної складової в емульсії. Другий метод – оброблення поверхні заповнювача цементною суспензією. Цей метод простіше першого, тому що оброблення здійснюють безпосередньо під час приготування бетонної суміші. Обидва методи знижують проникність структури, за рахунок чого підвищують міцність та довговічність бетону. Перший метод більш ефективний для керамзитобетонів плавучих та інших гідротехнічних споруд, для яких важлива експлуатаційна вологість бетону. Другий метод більш ефективний для бетонів на природних пористих заповнювачах, тому що підвищує однорідність бетону.

У цілому, завдання підвищення довговічності бетонів на пористих заповнювачах має вирішуватися комплексно. Крім оброблення заповнювача необхідно застосовувати хімічні добавки, зокрема комплексні модифікатори, що включають суперпластифікатор і кольматуючу добавку або суперпластифікатор і мікрокремнезем. Отримано модифіковані бетони на легких заповнювачах з водонепроникністю до W14.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: легкі бетони, пористі заповнювачі, довговічність, корозійна стійкість, морозостійкість, водонепроникність, модифікатори, оброблення заповнювача

КРОВЯКОВ С.А.
Канд. техн. наук, доц., докторант, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина,
e-mail: skrovyakov@ukr.net,
тел. +38 (067) 922 18 90,
ORCID: 0000-0002-0800-0123

МИШУТИН А.В.
Д-р техн. наук, проф., зав. каф., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина,
e-mail: mishutin52@ukr.net,
тел. + 38 (050) 501-67-74,
ORCID: 0000-0001-9512-6084

ПОВЫШЕНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЛЕГКИХ КОНСТРУКЦИОННЫХ БЕТОНОВ ДЛЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПУТЕМ ОБРАБОТКИ ПОВЕРХНОСТИ ПОРИСТОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ

АННОТАЦИЯ. Для гидротехнических и транспортных сооружений эффективным является использование бетонов на легких пористых заполнителях. В частности, легкие бетоны широко используют для плавучих железобетонных сооружений, таких как нефтедобывающие платформы, плавучие доки, отели и дома. Украина является одной из немногих стран, обладающих технологией железобетонного судостроения.

Проанализирована работа пористого заполнителя в структуре бетона. Известно, что при твердении бетона происходит активный обмен веществом между заполнителем и матрицей. Кроме того, на свойства бетона влияет адгезия матрицы к пористому заполнителю и усадка-набухание заполнителя. При твердении бетона в его структуре образуются трещины и внутренние поверхности раздела. По данным трещинам, поверхностям раздела и порам в матрице и заполнителе передается жидкость и газ. Соответственно для повышения долговечности бетона гидротехнических и транспортных сооружения необходимо уменьшить его проницаемость.

Предложено два метода обработки поверхности пористого заполнителя. Первый метод – гидрофобизация поверхности кремнийорганической жидкостью оптимальной концентрации. Недостатком данного метода является необходимость выполнения дополнительной технологической операции. Была установлена оптимальная концентрация кремнийорганической жидкости в эмульсии от 0.6 до 0.7%. Второй метод – обработка поверхности заполнителя цементной суспензией. Данный метод менее сложный, так как обработка производится непосредственно при приготовлении бетонной смеси. Оба метода снижают проницаемость структуры, за счет чего повышается прочность и долговечность бетона, а также повышают его прочность. Первый метод более эффективен для керамзитобетонов плавучих и других гидротехнических сооружений, для которых важна эксплуатационная влажность бетона. Второй метод более эффективен для бетонов на природных пористых заполнителях, так как обработка поверхности заполнителя повышает однородность бетона.

В целом задача повышения долговечности бетонов на пористых заполнителях должна решаться комплексно, т.е. помимо обработки заполнителя необходимо использовать химические добавки. Установлено, что для бетона гидротехнических и транспортных сооружений эффективны комплексные модификаторы, включающие суперпластификатор и кольматирующую добавку или суперпластификатор и микрокремнезем. Получены модифицированные бетоны на легких заполнителях с водонепроницаемостью до W14.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: легкие бетоны, пористые заполнители, долговечность, коррозионная стойкость, морозостойкость, водонепроницаемость, модификаторы, обработка заполнителя.

KROVIAKOV S.O.
PhD, Ass. Prof., doctoral student, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine,
e-mail: skrovyakov@ukr.net,
tel. +38 (067) 922 18 90,
ORCID: 0000-0002-0800-0123

MISHUTIN A.V.
Dr., Prof., head of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine,
e-mail: mishutin52@ukr.net,
tel. + 38 (050) 501-67-74,
ORCID: 0000-0001-9512-6084

INCREASING THE DURABILITY OF LIGHTWEIGHT STRUCTURAL CONCRETE FOR HYDRAULIC ENGINEERING AND TRANSPORT STRUCTURES BY TREATING THE SURFACE OF A POROUS AGGREGATE

ABSTRACT. Concretes on lightweight porous aggregates are effective for some hydraulic engineering and transport structures. In particular, lightweight concretes are often used for floating reinforced concrete structures (oil platforms, floating docks, hotels, houses). Ukraine is one of the few countries that have the technology of reinforced concrete shipbuilding.

The work of the porous aggregates in the concrete structure was analyzed. It is known that the active substance exchange occurs between the aggregate and the matrix when the concrete hardens. Also on the properties of concrete affects the adhesion of the matrix to the porous aggregate and shrinkage-swelling of the aggregate. When concrete is hardened, cracks are forming in its structure. Liquid and gas are transferred through these cracks and pores in the aggregate. To increase the durability of concrete hydraulic engineering and transport structures it is necessary to reduce its permeability.

Two methods for treating the surface of a porous aggregate have been proposed. The first method is the hydrophobization of the surface by a silicon-organic fluid of optimum concentration. However, this method requires an additional technological operation. The optimal concentration of silicone fluid in the emulsion as 0,6-0,7% was found. The second

method is surface treatment with cement slurry. This method is simpler than the first method, since the processing is done in the preparation of a concrete mix. Both methods reduce the permeability of the structure, thereby increasing the durability of the concrete. Also, the treatment of the porous aggregate increases the strength of the concrete. The first method is more effective for expanded clay concrete of floating and other hydraulic structures, for which the operating humidity of concrete is important. The second method is more effective for concrete on natural porous aggregates, since the treatment makes the filler more homogeneous.

The task of increasing the durability of concrete with porous aggregates must be solved comprehensively. In addition to the treatment of aggregate, complex additives should be used. There is established that complex additives are effective for concrete for hydraulic engineering and transport structures, which include superplasticizer and colmatizing additive or superplasticizer and silica fume. Modified concrete on lightweight aggregates with water resistance up to W14 is obtained.

KEYWORDS: lightweight concretes, porous aggregates, durability, corrosion resistance, frost resistance, water resistance, modifiers, aggregate treatment.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Для цілого ряду споруд, зокрема гідротехнічних і транспортних, ефективним є застосування бетонів на легких пористих заповнювачах. Наприклад, у керамзитобетоні вигідно поєднуються велика міцність при малій середній густині і низькій теплопровідності, що обумовлює високу конструктивну ефективність і довговічність. Якщо у цивільному будівництві обсяги застосування керамзитобетону знизились через появу ефективних ніздрюватих бетонів, то в галузі залізобетонного суднобудування керамзитобетон залишається безальтернативним матеріалом. Для залізобетонних плавучих споруд використання керамзитобетону дозволяє знизити вагу судна і підвищити його вантажопідйомність. Застосування легких бетонів також дозволяє значно поліпшити комфортність перебування людей та обладнання в приміщеннях залізобетонного судна. Тому актуальною є задача підвищення довговічності суднобудівних керамзитобетонів завдяки застосуванню сучасних модифікаторів і технологій.

Крім того у світовій практиці бетони на легких заповнювачах все частіше застосовують для прогонних конструкцій, зокрема при будівництві мостів та шляхопроводів. З розвитком будівельних технологій відкривається перспектива отримання ефективних і довговічних бетонів на місцевих легких заповнювачах, що забезпечують необхідну конструктивну міцність. Таким чином, завдання підвищення довговічності конструкційних бетонів на пористих заповнювачах є актуальними.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ПУБЛІКАЦІЙ

Бетони на легких заповнювачах мають декілька істотних переваг, а саме [1]: зменшена маса конструкцій, що забезпечує зниження навантажень на фундаменти, підвищення вантажопідйомності залізобетонних плавучих споруд і зниження маси від повного навантаження конструкцій, які працюють на згин; підвищення стійкості до динамічних навантажень і вогнестійкості конструкції, підвищення продуктивності праці завдяки використанню більш простих механізмів для монтажу конструкцій.

Властивості матеріалу обумовлені його структурою. При цьому модель структури, що розглядається дослідником, має бути у відповідності до конкретного виробу або конструкції [2]. Наприклад, для легких бетонів пористість регулюють як на рівні заповнювача, так і на рівні розчинної складової, що дозволяє отримувати матеріали, які мають сприятливу для формування мікроклімату сорбційну вологість. При правильному призначенні складу бетони на пористих заповнювачах забезпечують первинний захист арматури від корозії без додаткових витрат і високу водонепроникність. В основі цього ефекту лежить протидія просуванню вологи, породжена стисненим повітрям у порах і капілярах заповнювача: чим глибше в товщу зерна проникає вода, тим сильніше протидія повітря (при забезпеченні необхідної структури). Таким чином, при певній глибині насичення подальше проникнення води в зерно пористого заповнювача припиняється [1]. Наприклад, у роботі [3] показано, що введення попередньо насиченого пористого наповнювача до складу високорухливого легкого бетону знижує капілярний підсос матеріалу і його проникність іонами хлору. Сам рівень водопроникності легкого бетону є рівним до проникності важкого бетону з аналогічної кількістю в'яжучого.

Одним із найбільш розповсюджених пористих заповнювачів для бетону є керамзит. У ньому поєднуються достатня міцність при малій середній густині, що обумовлює високу конструктивну ефективність і довговічність при низькій теплопровідності [4]. Для залізобетонного суднобудування у всьому світі сьогодні застосовують саме різні види керамічних заповнювачів. Зокрема, з легкого бетону класу по міцності LC-60 та марки за середньою густиною D1950 збудована плавуча нафтова платформа Heidun, яка працює в норвезькому секторі Північного моря [5]. До складу бетону для побудованої у 1998 році нафтової платформи Hibernia (Канада) частково входив спуче-

ний сланець Stalite: 255 кг/м^3 у суміші з 430 кг/м^3 гранітного щебеню, що складало майже 50% від об'єму крупного заповнювача. Щільність такого «напівлегкого» бетону – 2160 кг/м^3, міцність – більше 70 МПа. Платформу експлуатують на глибині до 80 м а її корпус розрахований на 30 років роботи без ремонту [6]. Першою арктичною плавучою спорудою з бетону на пористих заповнювачах вважається кесонний острів Tarsiut island для моря Бофорта (Канада), який був збудований для видобутки піску у 1982 році та експлуатується і сьогодні [7]. Для цієї споруди застосовано бетон щільністю 2240 кг/м^3, з якого було вироблено конструкції з попередньо напруженою арматурою. Легкий бетону класу LC55 (на основі заповнювача Liapor 8) застосовано для виробництва понтонів і головного прогону плавучого мосту Nordhordland Bridge у Норвегії [8]. Завдяки зниженню ваги конструкцій та улаштуванню водонепроникних переділок плавучість мосту забезпечується навіть при затопленні двох відсіків понтону. Конструкційний легкий бетон із щільністю біля 2000 кг/м^3 і міцністю 35 МПа було застосовано для конструкцій плавучих воріт дамби Braddock на річці Мононгіела (Пенсільванія, США). Зниження щільності бетону дозволило знизити осадку плавучої споруди понад 3 м, що було важливо для конкретних умов експлуатації [9]. Одним із новітніх проектів споруд із легкого бетону у відкритому морі є спускопідйомний комплекс MPU Heavy Lifter [10]. Його застосовували для демонтажу знятих із експлуатації платформ видобувних свердловин і для монтажу важких фундаментів вітрових установок у Північному морі. Вперше для морської споруди було використано легкий бетон, який частково включав легкий пісок для отримання бетону класу LC35/38 при середній густині менше 1600 кг/м^3, що було необхідно для плавучості та міцності понтонів. Міжнародна федерація бетону і залізобетону (fib) ще у 1995 році сформулювала рекомендації щодо повного переходу на застосування в конструкціях нафтових платформ високоміцного легкого бетону спочатку класів LC40-50, а потім і класів LC60-70 [11]. При цьому для такого бетону рекомендовано використовувати природні пористі заповнювачі з вулканічних або осадових гірських порід, а також штучні пористі заповнювачі, зокрема на основі продуктів переробки за екологічно чистими і низькоенергоємними технологіями великих техногенних утворень металургії, паливної енергетики та хімічної промисловості.

В Україні також існує досвід застосування суднобудівного керамзитобетону. На Херсонському заводі залізобетонного суднобудування «Паллада» в 70-ті роки минулого століття було побудовано кілька керамзитобетонних плавучих доків [12]. Обстеження даних плавучих споруд показало довговічність конструкцій з керамзитобетону при експлуатації в Баренцевому, Каспійському та інших морях [13]. Більшість із цих доків експлуатується і зараз [14]. Сьогодні Україна є однією з небагатьох країн світу, яка володіє технологією залізобетонного суднобудування.

Проведений аналіз досвіду застосування бетонів на основі легких заповнювачів у гідротехнічному і транспортному будівництві показав, що при проектуванні їх складу подібні матеріали мають високу довговічність та необхідні фізико-механічні характеристики при забезпеченні зниження ваги конструкцій. При цьому одним із найперспективніших напрямків застосування легкого конструкційного бетону є залізобетонне суднобудування. Для більш ефективного застосування подібних матеріалів у вітчизняній і світовій практиці необхідне опрацювання наукових основ підвищення їх довговічності, а також створення технологій їх виробництва.

МЕТА ДОСЛІДЖЕННЯ

Розвиток теоретичних основ і створення практичних прийомів підвищення довговічності легких конструкційних бетонів для гідротехнічних і транспортних споруд (зокрема плавучих залізобетонних) за рахунок оброблення поверхні пористого заповнювача та застосування модифікаторів.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Бетон гідротехнічних і транспортних споруд зазнає одночасного впливу різних експлуатаційно-кліматичних факторів, які викликають руйнування його структури. Це зміна температури, заморожування відтаювання, зволожування та висушування, хімічні впливи, обростання водоростями й живими організмами, а також тиск і динамічний вплив рідини та льоду. Г.П. Вербецьким встановлено [15], що основною умовою довговічності бетону у водному середовищі є його непроникність, яка забезпечується зниженням наскрізної пористості. Однак при одночасній дії знакозмінних температур також не менш важливою можна вважати морозостійкість бетону, яку найбільш ефективно підвищити за рахунок створення системи замкнутих пор. Тому з усіх характеристик бетону, що впливають на його довговічність, слід виділити його морозостійкість і непроникність.

За параметрами пористості матеріалу можна лише приблизно судити про ступінь його проникності. Для капілярно-пористого матеріалу зі сполученими капілярами змінного перерізу проникність характеризується найменшим діаметром каналів, а не середніми розмірами сполучених пор, тому, що великі пори, що визначають величину пористості матеріалу, можуть з'єднуватися мікрокапілярами, які і визначатимуть проникність матеріалу [16]. У бетонах на легких пористих заповнювачах капілярно-пористу структуру має не тільки цементний камінь, а й сам заповнювач. На відміну від важких бетонів, значний вплив на

властивості матеріалу має процес міграції води як у заповнювачі, так і з нього. В роботі [17] встановлено, що подібні процеси протікають по закону маятника. Тобто, пориста структура заповнювача є причиною доволі складних тепломасообмінних процесів, що проходять у суміші з моменту її змішування з водою і продовжуються тривалий час при твердінні бетону і експлуатації бетонної конструкції. Ці процеси в різній мірі впливають на структуру під час приготування, укладання, ущільнення суміші та при наборі міцності бетону. І.А. Іванов [1] зазначав, що при оцінюванні структури бетону, особливо легкого, необхідно звертати увагу на два її основні критерії: однорідність і злитість. Також він звертає увагу на те, що важливою особливістю структури бетонів на пористих заповнювачах є підвищене зчеплення його цементно-піщаної частини із заповнювачем, яка у 1,7-2,5 рази вища порівняно зі зчепленням із щільним щебенем.

Для бетонів характерні три можливі варіанти руйнування під впливом навантажень [18]: по розчинній частині при незруйнованому заповнювачі; по розчинній частині та по контактній зоні між розчинної частиною і заповнювачем; по заповнювачу і розчинний частини. Для бетонів на пористих заповнювачах найбільш характерним є другий і третій варіанти. Тобто сила зчеплення розчинної частини з заповнювачем є важливою особливістю структури легких бетонів, яка зумовлює іншу схему руйнування, ніж у важкого бетону. Відповідно технологічні методи, спрямовані на підвищення міцності та покращення інших фізико-механічних показників легких бетонів, доволі суттєво відрізняються від аналогічних методів для важких бетонів.

Відомо, що фізичні сили взаємодії між цементної матрицею і крупним заповнювачем обумовлені, насамперед, стягуванням цементного каменю при його усадці, а також наявністю ділянок хімічного зчеплення і донорно-акцепторної взаємодії. Для кращої реалізації сил адгезії і тертя необхідно забезпечити щільний контакт поверхонь в'яжучого і заповнювача як визначальних міжфазних поверхонь для даного композиційного матеріалу [19]. Більшість дослідників однією з причин досить щільного прилягання в'яжучого до заповнювача і арматури називають наявність стягуючих сил, обумовлених усадковими деформаціями. Проте, у роботі [20] не підтвердили існування обтискаючих заповнювач напружень ні при усадці, ні при дії зовнішнього пресуючого тиску, а також після твердження бетону впродовж 21 доби. Вони пояснювали це явище наявністю контракції цементного каменю в процесі його твердіння, яка нівелює тиск на заповнювач до кінця процесу формування структури бетону.

У дослідженнях наукової школи В.М. Вирового [2, 21] показано, що на границі матричного матеріалу з заповнювачем відбуваються структурні процеси різної спрямованості. Залежності від співвідношення величин когезійної і адгезійної міцностей в матричному матеріалі при твердінні виникають різноспрямовані деформації різної величини. Це веде до зміни щільності в локальних ділянках матриці та провокує зміну форми поверхонь поділу та виникнення нових поверхонь. За рахунок цього виникають порожнини як тріщини на границі з заповнювачем та у матричному матеріалі. При когезії матричного матеріалу вищій за адгезію до заповнювача тріщини на внутрішній поверхні поділу утворюються переважно на границі з заповнювачем. При когезії меншій за адгезію структурні елементі утворюються переважно у цементній матриці. Найбільш складними є деформації матриці, що твердне, при її вибірковій адгезії до заповнювача, що, наприклад, характерно для гранітного щебеню [21].

У роботі [22] показано, що при мікроруйнуванні в структурі бетону найбільша кількість тріщин спостерігається саме в контактній зоні заповнювач – цементна матриця, причому тріщини по межі зчеплення частіше всього є відкритими і безперервними. Тріщини зчеплення виникають як результат водовідділення і диференціальних об'ємних деформацій, тобто є різновидом технологічних тріщин [2, 21]. Такі тріщини в цементній матриці проходять через пори та в більшості випадків – по нижній межі зерен крупного заповнювача. Невеликі нерівності зерен не впливають на безперервність тріщин зчеплення. Тонкі тріщини в цементній матриці зазвичай поширювалися між сусідніми зернами великого заповнювача. По подібним структурним елементам у бетоні може переноситися рідина та газ. При цьому на загальну проникність композиту буде впливати не лише геометрія цих тріщин і порожнин, а і проникність заповнювача.

У бетоні з заповнювачем обкатаної форми залежно від способу ущільнення зерен на їх стиках утворюються порожнини з цементної матриці, які мають трикутну або чотирикутну форму з гострими краями. Через те, що у даних порожнинах власні деформації розтягування і напруження будуть більші, ніж у прошарках між двома зернами заповнювача, в них відбувається зародження і розвиток найбільшої кількості усадочних мікро- і макротріщин. Відповідно однією з причин зниження міцності бетону при зменшенні витрат розчинної складової, тобто зниженні товщини цементно-піщаної оболонки навколо частинок крупного заповнювача, є зменшення тріщиностійкості цього кільця через надмірне зростання тангенціальної складової власних деформацій і напружень при усадці. У роботі [23] зроблено висновок, що негативний вплив зменшення товщини цементної оболонки на стійкість бетону залежить від усадки цементної матриці.

Проте, одночасно з процесами, які охарактеризовано вище і які є спільними для бетонів на різних типах заповнювача, у бетонах на пористих заповнювачах активно проходять процеси масообміну між розчинною складовою і крупним заповнювачем. Важливим є те, що глибина, інтенсивність і навіть напрям цього масообміну на різних етапах формування та існування структури залежать від властивостей як заповнювача, зокрема його поверхні, так і від властивостей цементно-піщаної матриці. З одного боку, зерна пористого заповнювача адсорбують воду з навколишнього розчину, що поліпшує зчеплення заповнювача з розчином, перешкоджає утворенню седиментаційних пустот і сприяє формуванню навколо зерен шару зі зміцненого розчину. Такий процес прийнято називати «самовакуумуванням». Проте протікання цього процесу суттєво залежить від розмірів і пористості заповнювача та від ступеня його попереднього зволоження в процесі приготування бетонної суміші. При достатньому ступені заповнення вологою порожнин заповнювача в процесі його попереднього перемішування з водою в бетонозмішувачі подальша адсорбція води з розчину буде мінімальною і обумовленою насамперед повільним поступовим проникненням вологи вглиб зерна заповнювача. Тобто при використанні більш крупного заповнювача процес адсорбції вологи буде протікати довше, ніж при використанні більш дрібних його фракцій (гранул).

Із часом у процесі структуроутворення (твердіння бетону), як відомо, буде проходити зворотній процес міграції вологи із заповнювача до розчинної частини, що зменшує усадку останньої і сприяє кращій гідратації цементу. Протікання цього процесу також залежить від капілярно-пористої структури і крупності заповнювача. Також необхідно враховувати набухання і усадку самого зерна заповнювача. Тобто в міру зволоження, яке відбувається в процесі приготування і укладання бетонної суміші, пористі заповнювачі більшою чи меншою мірою збільшуються в об'ємі. При втраті вологи проходить зворотній процес – усадка зерен заповнювача.

Залежно від адгезійних властивостей поверхні заповнювача змінюється вплив його крупності на міцність бетону. При забезпеченні достатньої адгезії заповнювача до цементної матриці при підвищенні його крупності міцність бетону зменшується. У випадку незначної адгезії зерен навпаки – зростає при використанні більш крупного заповнювача [24]. Крім того, при підвищенні крупності зерен заповнювача зменшується однорідність бетону за міцністю, відношення міцності на згин до міцності при стисканні, а також границі мікротріщиноутворення [25].

Для бетонів на пористих заповнювачах, які з одного боку мають гарну адгезію до цементної матриці, а з іншого – змінюють свій об'єм через набухання і висушування, корисними є як технологічні операції, спрямовані на зменшення водопоглинання заповнювача, так і спрямовані на покращення його адгезії. Для конструкційних легких бетонів високої міцності також актуальною є завдання підвищення міцності заповнювача. Це пов'язано з тим, що для таких матеріалів значною мірою саме цей показник, а не витрата в'яжучого, обмежує їх максимальну міцність. Обидва окреслених вище завдання було запропоновано вирішити двома методами, кожен із яких має свої особливості.

Перший метод – гідрофобізація поверхні пористого заповнювача. Це дозволяє знизити адсорбцію води з цементної матриці (розчинної частини), за рахунок чого підвищити водоцементне відношення суміші без погіршення її технологічності, а також зменшити зміни об'єму зерен заповнювача та матриці в процесі структуроутворення [26]. Крім того, гідрофобізація пористого заповнювача сприяє перетворенню значної частини його пор на замкнуті, що знижує проникність композиту в цілому і сприяє підвищенню його довговічності. Для бетонів гідротехнічних і транспортних споруд гідрофобізація заповнювача також дозволяє знизити експлуатаційну вологість матеріалу (в першу чергу – самого заповнювача), що підвищує міцність у вологих умовах експлуатації а для закритих приміщень також підвищує комфортність експлуатації. Важливо зазначити, що ступень гідрофобізації має бути оптимальною для кожного типу бетону залежно від властивостей заповнювача і цементної матриці. Тобто, необхідно зберігати певний баланс між зниженням водопоглинання заповнювача і його адгезією до цементної матриці.

Експериментальні дослідження суднобудівного керамзитобетону із застосуванням гідрофобізації поверхні гравію показали [27], що даний технологічний прийом дозволяє підвищити водонепроникність легкого бетону на 1 марку (2 атм.). Також він приблизно на 50 циклів підвищує морозостійкість керамзитобетону та на 10-12% його міцність при стисканні. Ще досить важним ефектом було зниження приблизно на 20% експлуатаційної вологості легкого конструкційного бетону в умовах постійного контакту з водою. Гідрофобне оброблення проводили емульсією кремнійорганічної рідини 136-157М (стара назва ГКЖ-94) різної концентрації. Було встановлено оптимальну концентрацію гідрофобізатора в емульсії – 0,6-0,7%. Подальше підвищення концентрації кремнійорганічної рідини неефективно. Основним недоліком такого прийому модифікації є необхідність проведення додаткової технологічної операції при виробництві бетону.

Другий метод – оброблення пористого заповнювача цементною суспензією. Його проводили безпосередньо при змішуванні, тобто цей прийом технологічно є простішим. Для оброблення у змі-

шувач подають всю необхідну воду з 30% від необхідної на заміс кількості портландцементу. Далі протягом хвилини готується суспензія (проводиться перемішування), у яку потім подають пористий заповнювач. Після ще приблизно однієї хвилини перемішування заповнювача у цементній суспензії для здійснення безпосередньо оброблення, у змішувач подають решту компонентів легкобетонної суміші. Оптимальну кількість цементу у суспензії було визначено за результатами попередніх експериментів при кількості в'яжучого у бетоні від 400 до 500 кг/м^3. Зазначений технологічний прийом відрізняється від класичної технології приготування легкобетонної суміші лише тим, що у змішувачі пористий заповнювач насичується не водою, а цементною суспензією, через це загальний час перемішування збільшується приблизно на 1 хвилину.

Оброблення цементною суспензією зміцнює поверхневий шар крупного пористого заповнювача та перехідної зони між заповнювачем і розчинною частиною бетону. Тобто підвищує адгезію заповнювача до матриці. Справедливо відзначити, що ступінь як зміцнення заповнювача, так і зміни адгезії залежить від структури зерен заповнювача. Також важливим ефектом оброблення є те, що вона дозволяє покращити однорідність заповнювача завдяки заповненню його тріщин, пор та інших порожнин цементним тістом. Останній ефект є найбільш важливим при використанні природніх пористих заповнювачів, які зазвичай є досить різнорідними за щільністю та міцністю навіть у межах однієї партії. Більш пористі та тріщинуваті зерна, які є слабкішими і, відповідно, руйнуються при меншому навантажені та є більш проникними для рідини і газу, завдяки насиченню в'яжучим менше відрізняються від більш щільних зерен, що робить структуру бетону більш однорідною.

Було проведено дослідження ефективності технологічного прийому оброблення цементною суспензією заповнювача суднобудівних керамзитобетонів і бетонів на щебені з перекристалізованого вапняку. Було встановлено, що для суднобудівних керамзитобетонів, у яких використовували керамзитовий гравій крупністю до 10 мм, попереднє оброблення дозволяє підвищити міцність при стисканні на 5-10% і водонепроникність матеріалу на одну марку. Для бетонів на вапняковому заповнювачі (фракція щебеню 5-20 мм, насипна густина 1200 кг/м^3, марка за міцністю 600) оброблення цементною суспензією підвищує міцність при стисканні на 10-15% і водонепроникність у середньому на одну марку. При цьому максимальна водонепроникність модифікованого суперпластифікатором і мікрокремнеземом керамзитобетону та бетону на обробленому щебені становила марку W14 [28, 29]. Таким чином, метод оброблення цементною суспензією є більш ефективним для бетонів на природних пористих заповнювачах, є також ефективним для підвищення довговічності конструкційних керамзитобетонів.

ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У цілому обидва проаналізовані методи модифікації поверхні пористого заповнювача дозволяють підвищити довговічність конструкційних бетонів на легких заповнювачах для гідротехнічних і транспортних споруд завдяки підвищенню водонепроникності та міцності матеріалу. При цьому метод гідрофобізації поверхні є більш раціональним при виробництві бетонів конструкцій, для яких важливою є експлуатаційна вологість. Зокрема, це конструкції плавучих доків, готелів, домів та споруд для освоєння континентального шельфу. Метод оброблення пористого заповнювача цементною суспензією є більш ефективним для бетонів на природних пористих заповнювачах завдяки підвищенню їх однорідності. Також він досить ефективно підвищує довговічність конструкційних керамзитобетонів завдяки сприянню утворення замкнутої пористості у заповнювачі. Обидва проаналізовані методи позитивно впливають на міцність заповнювача, проте по-різному на його адгезію до цементної матриці. Відповідно від співвідношення величин когезійної і адгезійної міцності компонентів у композиті, а також від крупності заповнювача, можна рекомендувати той чи інший спосіб модифікації його поверхні для досягнення підвищення довговічності бетону.

Також важливо відзначати, що завдання підвищення довговічності бетонів на пористих заповнювачах для гідротехнічних і транспортних споруд має вирішуватися комплексно. Тобто склад бетону необхідно проектувати з врахуванням забезпечення мінімальної проникності і високої морозостійкості, для чого мають бути застосовані сучасні модифікатори. Зокрема, представлені дослідження показали високу ефективність комплексних добавок, які складаються з суперпластифікатора і кольматуючої добавки або з суперпластифікатора і мікрокремнезему.

Таким чином, проведені дослідження дозволили розвинути теоретичні основи отримання бетонів на легких заповнювачах із заданими експлуатаційними властивостями та підвищеною довговічністю для гідротехнічних і транспортних споруд. Запропоновано практичні технологічні прийоми, які дозволяють знизити проникність бетонів і забезпечити замкнуту пористість заповнювача, за рахунок чого підвищити довговічність композиту.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Иванов И.А. Легкие бетоны на искусственных пористых заполнителях. - М.: Стройиздат, 1993. 182 с.

2. Суханов В.Г., Выровой В.Н., Коробко О.А. Структура материала в структуре конструкции. - Одесса: Полиграф, 2016. 244 с.
3. Liu X., Chia K.S., Zhang M.-H. Development of lightweight concrete with high resistance to water and chloride-ion penetration – Cement and Concrete Composites, 2010, Vol. 32, Iss. 10. P. 757-766.
4. Горин В.М., Токарева С.А., Кабанова М.К. Керамзит: опыт и перспективы развития производства и применения // Строит. материалы, 2004. № 8. С. 19-20.
5. Helland S., Aarstein R., Maage M. In-field performance of North Sea offshore platforms with regard to chloride resistance – Structural Concrete (J. of fib). 2010, vol. 11, no. 1. P. 15-24.
6. Aïtcin P.-C. High performance concrete (Modern concrete technology). – E & FN Spon: 2011. 624 p.
7. Fitzpatrick J. & Stenning D.G. Design and construction of Tarsiut island in the Canadian Beaufort Sea / J. Fitzpatrick // 15th Annual offshore technology conf., Houston, United States; J.Vol. 2; 2-5 May, 1983, Paper No. OTC 4517. P. 51-60.
8. Johnsen H., Helland S., Hemdal E. Construction of Stovset Free Cantilever Bridge and the Nordhordland Cable Stayer Bridge // Proc. of Intern. Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete. Sandefiord, 1995. P. 373–379.
9. Tasillo C.L., Neeley B.D., Bombich A.A. Lightweight concrete makes a dam float. Special Publication 218 // High-Performance Structural Lightweight Concrete, Amer. Concrete Inst., Farmington Hills, MI, 2004. P. 101-130.
10. Liu G., Li H. Offshore platform integration and floatover technology // Science press, Beijing, China, 2017. 280 p.
11. Lightweight aggregate concrete. Recommended extension to Model Code 90, Guide. Identification of research needs, techn. report. Case Studies, State-of-art report. fib Bull. No. 8, 2000. 118 p.
12. Мишутин В.А., Мишутин Н.В., Яковлева Р.В. Применение легких судостроительных бетонов для постройки морских железобетонных судов и плавучих доков // Технология судостроения, 1986. №8. С. 23–25.
13. Мишутин А.В., Мишутин Н.В. Повышение долговечности бетонов морских железобетонных плавучих и стационарных сооружений. - Одесса: Эвен, 2011. 292 с.
14. Слуцкий Н.Г., Маломан В.Ф., Рашковский А.С. Строительство железобетонных плавучих сооружений в Украине // Рыбное хозяйство Украины. Специальный вып. «Морские технологии: проблемы и решения - 2004». - Керчь, 2004, № 7. С. 23–26.
15. Вербецкий Г.П. Прочность и долговечность бетона в водной среде. – М.: Стройиздат, 1976. 128 с.
16. Чеховский Ю.В. Понижение проницаемости бетона. – М.: Энергия, 1968. 192 с.
17. Орентлихер Л.П. Бетоны на пористых заполнителях в сборных железобетонных конструкциях. – М.: Стройиздат, 1988. 136 с.
18. Корнилович Ю.Е. Исследование прочности растворов и бетонов. - Киев: Госстройиздат УССР, 1960. 220 с.
19. Гладышев Б.М. Механическое взаимодействие элементов структуры и прочность бетонов. - Харьков: Вища школа, 1987. 168 с.
20. Булатов А.И., Видовский А.Л. Обжатие цементным камнем заполнителей в бетоне // Бетон и железобетон, 1985. №3. С.24–26.
21. Выровой В.Н., Дорофеев В.С., Суханов В.Г. Композиционные строительные материалы и конструкции. Структура, самоорганизация, свойства. - Одесса: ТЕС, 2010. 176 с.
22. Клочко Б.Г., Кушвид А.А. Трещинообразование бетона в процессе эксплуатации конструкций // Вісн. Дніпропетровського нац. ун-ту залізничного транспорту імені акад. В. Лазаряна, 2004. Вип. 3. С. 124-126.
23. Толыпина Н.М. Повышение коррозионной стойкости бетонов путем рационального выбора вяжущего и заполнителей: дис. д-ра техн. наук: 05.23.05. - Белгород, БГТУ, 2014. 354 с.
24. Грушко И.М. Ильин А.Г., Рашевский С.Т. Прочность бетонов на растяжение. - Харков: Изд-во Харьк. ун-та, 1973. 155 с.
25. Зощук Н.И. Влияние крупности заполнителя на прочность бетона // Бетон и железобетон, 1988. №1. С. 8-9.
26. Кучеренко А.А. О механизме гидрофобизации бетона // Вісн. Одеської державної акад. буд-ва та архітектури. Вип. 35. Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2009. С. 207-213.
27. Mishutin A., Kroviakov S., Mishutin N. & Bogutsky V. Modified expanded clay lightweight concretes for thin-walled floating structures. ICCS16. Proc. of the Second Intern. Conf. on Concrete Sustainability, held in Madrid, Spain on 13 – 15. June 2016. P. 741-747.
28. Мішутін А.В., Кровяков С.О., Полторапавлов А.О. Довговічність бетонів на вапняковому щебені, обробленому цементною суспензією // Вісн. ОДАБА. №67. Одеса: ОДАБА, 2017. С. 89-95.
29. Застосування методів планування експерименту при дослідженні властивостей керамзитобетону / [Кровяков С.О., Мішутін А.В., Піщев О.В. та ін.] // Матер. міжн. науково-технічного семінару «Моделювання та оптимізація будівельних композитів». Одеса: ОДАБА, 2016. С. 65-67.

REFERENCES

1. Ivanov I.A. Lightweight concretes on artificial porous aggregates. – Moscow: Stroyizdat, 1993. – 182 p. [in Russian].

2. Sukhanov V.G., Vyrovoy V.N. & Korobko O.A. Structure of the material in the structure of the constructions. – Odessa: Poligraf, 2016. – 244 p. [in Russian].
3. Liu X., Chia K.S. & Zhang M.-H. Development of lightweight concrete with high resistance to water and chloride-ion penetration - Cement and Concrete Composites, 2010, vol. 32, iss. 10. – P. 757-766.
4. Gorin V.M., Tokareva S.A. & Kabanova M.K. Expanded clay: experience and perspectives of production and application development - Building materials, 2004, № 8. – P. 19-20 [in Russian].
5. Helland S., Aarstein R. & Maage M. In-field performance of North Sea offshore platforms with regard to chloride resistance – Structural Concrete (J. of fib). 2010, vol. 11, no. 1 – P. 15-24.
6. Aïtcin P.-C. High performance concrete (Modern concrete technology). – E & FN Spon: 2011 – 624 p.
7. Fitzpatrick J. & Stenning D.G. Design and construction of Tarsiut island in the Canadian Beaufort Sea - 15th Annual offshore technology conf., Houston, United States; J. Vol. 2; 2-5 May, 1983, Paper No. OTC 4517 – P. 51-60.
8. Johnsen H., Helland S. & Hemdal E. Construction of Stovset Free Cantilever Bridge and the Nordhordland Cable Stayer Bridge – Proc. of Intern. Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete. Sandefiord, 1995. – P. 373–379.
9. Tasillo C.L., Neeley B.D. & Bombich A.A. Lightweight concrete makes a dam float / Special Publication 218: High-Performance Structural Lightweight Concrete, Amer. Concrete Inst., Farmington Hills, MI, 2004. – P. 101-130.
10. Liu G. & Li H. Offshore platform integration and floatover technology - Science press, Beijing, China, 2017. – 280 p.
11. Lightweight aggregate concrete. Recommended extension to Model Code 90, Guide. Identification of research needs, techn. report. Case Studies, State-of-art report. - fib Bull. No. 8, 2000. – 118 p.
12. Mishutin V.A., Mishutin N.V. & Yakovleva R.V. Application of lightweight shipbuilding concretes for construction of marine reinforced concrete vessels and floating docks. - Technology of shipbuilding, 1986, №8. – P.23–25 [in Russian].
13. Mishutin A.V. & Mishutin N.V. Increase of durability of concrete of marine reinforced concrete floating and stationary structures. – Odessa, Even, 2011. – 292 p. [in Russian].
14. Slutsky N.G., Maloman V.F. & Rashkovsky A.S. Construction of reinforced concrete floating structures in Ukraine - Fisheries of Ukraine. Special issue "Marine technologies: problems and solutions - 2004", Kerch, 2004, № 7. – P. 23-26 [in Russian].
15. Verbetzky G.P. Strength and durability of concrete in an aquatic environment. – Moscow: Stroyizdat, 1976. – 128 p. [in Russian].
16. Chekhovsky Yu.V. Reducing the permeability of concrete. – Moscow: Energia, 1968 – 192 p. [in Russian].
17. Orentlicher L.P. Concretes on porous aggregates in prefabricated reinforced concrete structures. – Moscow: Stroyizdat, 1988. – 136 p. [in Russian].
18. Kornilovich Yu.E. Investigation of the strength mortars and concretes. – Kiev: Gosstroyizdat of the Ukrainian SSR, 1960. – 220 p. [in Russian].
19. Gladyshev B.M. Mechanical interaction of structural elements and strength of concrete. – Kharkov: Vishcha shkola, 1987. – 168 p. [in Russian].
20. Bulatov A.I. & Vidovsky A.L. Compression by cement stone aggregates in concrete – Concrete and reinforced concrete, 1985, №3. – P. 24-26 [in Russian].
21. Vyrovoy V.N., Dorofeev V.S. & Sukhanov V.G. Composite building materials and structures. Structure, self-organization, properties. – Odessa, TES, 2010. – 176 p. [in Russian].
22. Klochko B.G. & Kushvid A.A. Cracking of concrete in the process of exploitation of structures – Bull. of the Dnipropetrovsk Nat. Univ. of Railway Transport named after academician V. Lazaryan, 2004, Iss. 3. – P. 124-126 [in Russian].
23. Tolypin N.M. Increase of corrosion resistance of concrete by rational choice of binder and fillers. - Extended abstract of candidate's thesis: 05.23.05. – Belgorod: BSTU, 2014. – 354 p. [in Russian].
24. Grushko I.M., Ilyin A.G. & Rashevsky S.T. Strength of concrete for tension. – Kharkov: Kharkov University, 1973. – 155 p. [in Russian].
25. Zoshchuk N.I. Effect of aggregate size on the strength of concrete. - Concrete and reinforced concrete, 1988, №1. – P.8-9 [in Russian].
26. Kucherenko A.A. On the mechanism of hydrophobization of concrete. – Bull. of the Odessa State Acad. of Civil Engineering and Architecture. Vol. 35. – Odessa: Zovnisreklamservice, 2009. – P. 207-213 [in Russian].
27. Mishutin A., Kroviakov S., Mishutin N. & Bogutsky V. Modified expanded clay lightweight concretes for thin-walled floating structures. ICCS16. – Proc. of the Second Intern. Conf. on Concrete Sustainability, Madrid, Spain on 13 - 15 June 2016 – P. 741-747.
28. Mishutin A.V., Krovyakov S.O. & Poltorapavlov A.O. Durability of concrete on limestone crushed stone treated with a cement slurry – Bull. of the Odessa State Acad. of Civil Engineering and Architecture, vol. 67. – Odessa, OSACA, 2017. – P. 89-95 [in Ukrainian].
29. Krovyakov S.O., Mishutin A.V., Pishchev O.V. & Zavoloka M.V. Application of the methods of experiment planning in the study of the properties of expanded clay concrete - Materials of the intern, scientific and technical seminar "Modeling and optimization of building composites". – Odessa, OSACA, 2016. – P.65-67 [in Ukrainian].

UDC 624.012.45.046

TORE E.
Research Associate, PhD candidate, Balikesir University, Balikesir, Turkey Republic,
e-mail: tore@balikesir.edu.tr;
tel. +90 266 612 11 94

YAVAS A.
PhD, Ass. Prof., Balikesir University, Balikesir,
Turkey Republic,
e-mail: ayavas@balikesir.edu.tr,
tel. +90 266 612 11 94

PARAMETRIC EVALUATION OF THE PLASTIC DEFORMATION CAPACITY OF FIBER REINFORCED POLYMERS CONFINED SQUARE AND RECTANGULAR COLUMNS

ABSTRACT. Confinement with fiber reinforced polymers of reinforced concrete columns is promising retrofit solution for improving ductility of existing structure. In the study, plastic deformation capacity of fiber reinforced polymers confined square and rectangular reinforced concrete columns were parametrically evaluated. Recently released seismic strengthening recommendations of American Concrete Institute were considered for calculating plastic rotation of specified columns. Fiber reinforced polymers confined concrete model provided by the design guideline was utilized for calculating moment curvature relationship of fiber reinforced polymers confined reinforced concrete columns. Numerous sectional analysis was performed with combination of various parameters (concrete strength, axial load ratio and number of fiber reinforced polymers plies). Plastic rotations of columns were determined with plastic part of the curvature and plastic hinge length for evaluating the effects of parameters on plastic deformation capacity.

KEYWORDS: fiber reinforced polymers confinement, plastic deformation, seismic strengthening

ПАРАМЕТРИЧНЕ ОЦІНЮВАННЯ ЗДАТНОСТІ ДО ПЛАСТИЧНОЇ ДЕФОРМАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН КВАДРАТНОГО І ПРЯМОКУТНОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ, ПІДСИЛЕНИХ ПОЛІМЕРНОЮ ФІБРОЮ

Е.ТОРЕ
Науковий співробітник, аспірант, Університет Баликесір, м. Баликесір, Турецька Республіка,
e-mail: tore@balikesir.edu.tr;
тел. +90 266 612 11 94

А.ЯВАС
Канд. технічних. наук, доц., Університет Баликесір, м. Баликесір, Турецька Республіка,
e-mail: ayavas@balikesir.edu.tr,
tel. +90 266 612 11 94

АНОТАЦІЯ. Розглянуто виготовлення залізобетонних колон із використанням підсилення бетону полімерною фіброю для забезпечення його підвищеної деформативності. В дослідженнях параметрично оцінено збільшення граничних деформацій бетону і їх вплив на несучу здатність залізобетонних колон квадратного і прямокутного перерізу, підсилених полімерною фіброю. Виконано аналіз останньої рекомендації Американського інституту бетону щодо впливу сейсмічного навантаження на несучу здатність зазначених колон.
Модель бетону, підсиленого полімерною фіброю, була використана при розрахунку діаграми «момент - кривизна» зазначених залізобетонних колон. Чисельний аналіз було виконано при варіації різних параметрів (міцність бетону, ступінь осьового навантаження і кількість шарів полімерної фібри). Було визначено вплив підсиленого бетону на несучу здатність колон із урахуванням їх кривизни і довжини.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: полімерна фібра, пластична деформація, підсилення бетону

INTRODUCTION

Existing reinforced concrete (RC) buildings that have inadequate ductility due to lack of confinement on RC members vulnerable to heavy damage or collapse under severe seismic action. External confinement of columns with fiber reinforced polymers (FRPs) is an effective retrofitting method for improving seismic performance in terms of ductility. Effectiveness of retrofitting has been extensively investigated with several experimental studies (Balsamo et al. [1], Di Ludovico et al. [2], Tore et al. [3]) in the last two decade. Beside the effectiveness on seismic performance, ease application and completion time are other advantages of FRP confinement of columns. Many design guidelines [4-7] and codes [8] have been published for design calculation and application of FRP wrapping. ACI440.2R is one of the most preferred guideline for design FRP strengthening techniques. FRP confinement of columns was not directly addressed for seismic strengthening in previous version of ACI440.2R [4, 5]. Design of the FRP confinement for seismic application was proposed to ensure required confined concrete strain that associated with seismic displacement demand for RC columns. Recently released version of ACI440.2R [6] contains a unique chapter for seismic strengthening which includes a detailed information about improving seismic performance of existing structure compatible with seismic evaluation and retrofit codes.

In the study, sectional analysis of specified FRP confined square and rectangular RC columns were performed according to recommendations of new version of ACI440.2R [6] for ductility enhancement in seismic strengthening. Moment curvature relationships of FRP confined concrete columns obtained from sectional analysis for various parameters: axial load ratio, unconfined concrete strength and number of wrapped FRP layers. Effect of the parameters on deformation capacity of FRP confined columns was parametrically evaluated in terms of the plastic rotation which is common measure for seismic performance.

ACI440.2R (2017) RECOMMENDATIONS FOR FRP CONFINEMENT

ACI440.2R [6] contains various seismic strengthening application for RC structural members (i.e. frame elements, beam-column joints and shear walls) under seismic flexural and shear actions. Confinement with FRP is proposed for preventing buckling of longitudinal reinforcing bars, improving deformation capacity of plastic hinge and increasing clamping action of poorly detailed lap-splices. Improvement of deformation capacity is ensured by enhancement of axial concrete strain relies on FRP confinement. Only the effect of FRP confinement on deformation capacity of plastic hinge were evaluated in the scope of this study.

FRP confinement provides passive confining pressure to confined cross section of RC member with similar principle of steel stirrups and hoops. Axial strength and strain capacity of confined concrete are significantly improved due to triaxial stress state caused by confinement action. Because of high mechanical properties of FRP composites, adequate increment on strength and strain capacity can be ensured with small thickness FRP jacket. Improved axial behavior of FRP confined concrete are generally represented by stress strain relationship model obtained from experimental database. Lam and Teng [9,10] model is given in ACI440.2R [7] for stress strain relationship among several FRP confined concrete models in the literature. Model consists of parabolic and linear branches calculated from following expressions.

$$f_c = \begin{cases} E_c - \dfrac{(E_c - E_2)^2}{4f_c'}\varepsilon_c^2 & 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_t' \\ f_c' + E_2\varepsilon_c & \varepsilon_t' \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (1.a)$$

$$E_2 = \frac{f_{cc}' - f_c'}{\varepsilon_{ccu}} \quad (2.b)$$

$$\varepsilon_t' = \frac{2f_c'}{(E_c - E_2)} \quad (3.c)$$

In these expressions, f_{cc}' is a peak confined concrete compression strength;

ε_{ccu} is a ultimate confined concrete strain corresponding to confined concrete peak strength;

f_c' is a unconfined concrete strength;

E_c is a elasticity modulus of concrete.

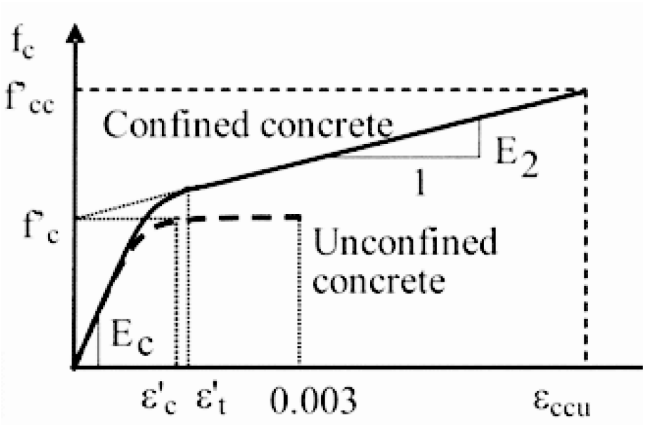


Fig. 1. Graphic representation of the solution of the loss equation.

Fig. 1. Confined concrete compression peak strength and corresponding ultimate strain are calculated from empirical Eqs. (2) and (3). Confinement efficiency is reduced with Ψ=0.95 factor for calculating FRP confined concrete strength. Maximum confining pressure is calculated from

Eq. (4). Unconfined concrete strain corresponding to peak strength can be considered 0.002. FRP strain efficiency factor at Eq. (5) can be considered approximately 0.55, however FRP effective strain should be limited with 0.004 to ensure the shear integrity of confined concrete. Further details about model can be found at ACI440.2R [6].

$$f_{cc}'=f_c'+\Psi 3.3\kappa_a f_l \quad (2)$$

$$\varepsilon_{ccu}=\varepsilon_c'\left(1.50+12\kappa_b\frac{f_l}{f_c'}\left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_c'}\right)^{0.45}\right) \quad (3)$$

$$f_l=\frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{fe}=\kappa_e\,\varepsilon_{fu} \quad (5)$$

цhere f_l is a maximum lateral confining pressure;

ε_c' is a unconfined concrete strain;

κ_a and κ_b shape efficiency factors;

ε_{fe} is a FRP effective strain;

κ_e is FRP strain efficiency factor;

E_f is a tensile modulus of FRP;

ε_{fu} is a ultimate (rupture) strain of FRP;

D is a equivalent diameter of confined cross section;

n and t_f are number of FRP plies and thickness of one ply FRP sheet respectively.

According to ACI440.2R [6], FRP confinement is not recommended for rectangular sections with aspect ratio (h/b) more than 1.5 and largest side length is greater than 900 mm. To ensure effective confinement, confining pressure to concrete strength ratio (f_l/f_c') should be minimal 0.08. In addition to these, allowable ultimate confined concrete strain is limited to 0.01 for avoiding loss of concrete integrity with severe cracking.

SECTIONAL ANALYSIS OF FRP CONFINED COLUMNS

Sectional analysis calculations to obtain moment curvature relationship of FRP confined columns were performed with code based CUMBİA program (Montejo and Kowalsky [11]). RC column sections are divided into finite number of concrete and steel fiber elements and specific material stress strain relationship can be assigned to each fiber element. Originally program uses Mander et al. [13] concrete model and King et al. [12] reinforcing steel model. Iterative procedure is performed for estimating neutral axis corresponding to each extreme concrete fiber compression strain to satisfy force equilibrium equations considering plane section remains plane assumption. Moment and curvature values are obtained from calculation for each extreme concrete strain increments up to the strain reach ultimate point of material stress strain relationship. In addition to moment curvature calculation, CUMBİA program analyses force displacement relationship and critical points (i.e. buckling point of longitudinal reinforcement, shear failure displacement) of single or double bending RC columns with rectangular and circular cross section. Detailed information can be obtained from Montejo and Kowalsky [11]. FRP confined concrete model provided from ACI440.2R [6] was added to program for sectional analysis of FRP confined RC columns.

Properties of the considered columns for parametric evaluation are presented in Fig.2. Cross section dimensions were selected for square columns 300x300 mm and rectangular columns are 300x450 due to the aspect ratio limitation (h/b<1.5) of ACI440.2R [3]. Longitudinal reinforcement ratios of square and rectangular columns were 0.014 and 0.011 respectively. Yield strength of reinforcements were considered as 420 MPa. Confinement effects of stirrups were neglected because of poor details (large spacing and 90 degree hooked end) as the same as substandard RC building. Sharp corners of the cross sections were assumed to rounded 30 mm for preventing stress concentration on corners to improve effectiveness of FRP confinement. Commercially available carbon fiber reinforced polymer (CFRP) sheet was taken into account with properties of 230 GPa elastic modulus, %2.1 ultimate strain and 0.166 mm thickness of one CFRP sheet.

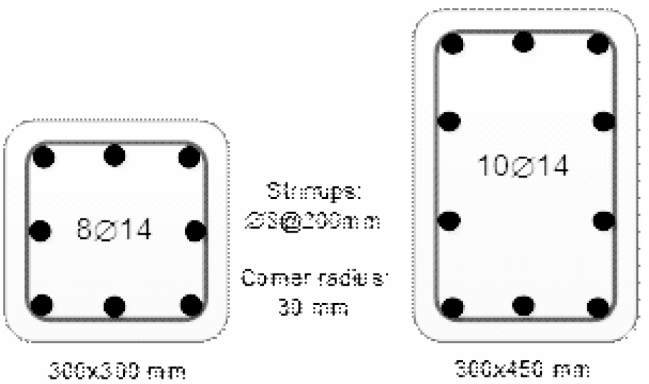


Fig. 2. Details of square and rectangular columns.

Numerous sectional analysis was conducted for stated range of the parameters; number of CFPR plies 1 to 10, axial load ratio (ALR) %10 to %70 and concrete strength (f_c') of 10, 20 and 30 MPa. ALR is the ratio of axial load to axial capacity of columns without contribution of reinforcing bars. Samples of the moment curvature relationships of columns with concrete strength 10 MPa and %20 axial load ratio for different number of CFRP plies is given at Fig.3. Reference curves in Fig.3 represents the unconfined column behavior up to extreme compression concrete strain 0.0035.

PARAMETRIC EVALUATION OF PLASTIC ROTATIONS FOR FRP CONFINED CONCRETE COLUMNS

Plastic rotation is one of the most preferred deformation measure for evaluating seismic performance of RC member which is used by modern

seismic assessment and retrofit codes. Plastic rotation capacity is calculated by multiplying plastic part of ultimate curvature with plastic hinge length (Eq.6). Among various parametric expression of plastic hinge length, ACI440.2R [3] provides Eq.7 for calculating plastic hinge length of FRP confined concrete Plastic rotation capacity of columns was calculated considering combination of parameters. Variation of plastic rotation depends on parameters is presented in Fig.4 and Fig.5.

$$\theta_p=(\varphi_u-\varphi_y)\times L_p \quad (6)$$

$$L_p=g+0.044d_b\, f_y \quad (7)$$

where

θ_p is a plastic rotation capacity;

φ_u is a ultimate curvature;

φ_y is yield curvature;

L_p is a plastic hinge length;

g is a gap between FRP jacket and adjacent RC member;

d_b and f_y are diameter and yield strength of longitudinal reinforcement, respectively.

As seen in Fig 4.a and 4.b, FRP confinement is more effective for square columns than rectangular ones with the same section width. Even though shape efficiency factor for rectangular section (κ_b in the Eq.3) is approximately 1.58 times greater than square section's, confining pressure f_l is lower for rectangular section due to the greater equivalent diameter. Dotted parts of the lines in Fig4. represent low confinement cases (f_l/f_c') ratio is less than 0.08) which is not recommended from ACI440.2R [3]. FRP confinement is more effective for lower concrete strength, however number of FRP plies is limited with 6 plies for concrete strength of 10 MPa owing to 0.01 strain limit of confined concrete in ACI440.2R [3]. Plastic deformation capacity improvement for 10 MPa unconfined concrete strength case with maximum number of CFRP plies (6 plies) are 5.76 and 3.90 times by comparison unconfined reference for square and rectangular sections, respectively. Plastic rotation increment is considerably low for concrete strength of 20 and 30 MPa cases with the same amount of FRP plies. Addition to these results, adverse effect of axial load ratio on plastic rotation capacity can be seen from Fig.5 which is quite identical with effect on regular reinforced concrete columns. Effectiveness of FRP confinement is dramatically reduced with an increase on axial loading especially for square column sections. Therefore, retrofitting design with FRP confinement

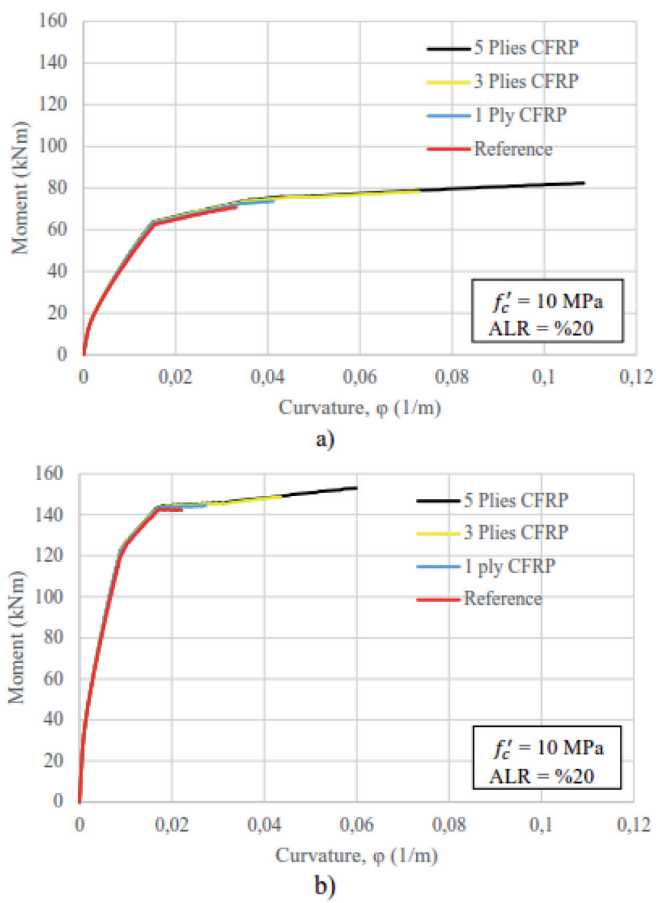


Fig. 3. Moment curvature relationship of a) square b) rectangular columns.

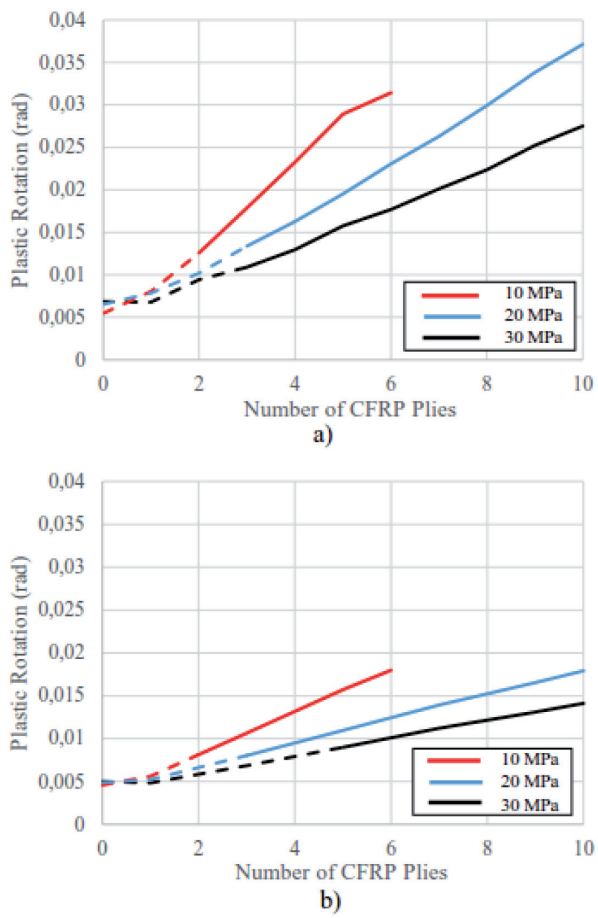


Fig. 4. Effect of concrete strength and number of fiber reinforced polymers plies a) square b) rectangular columns.

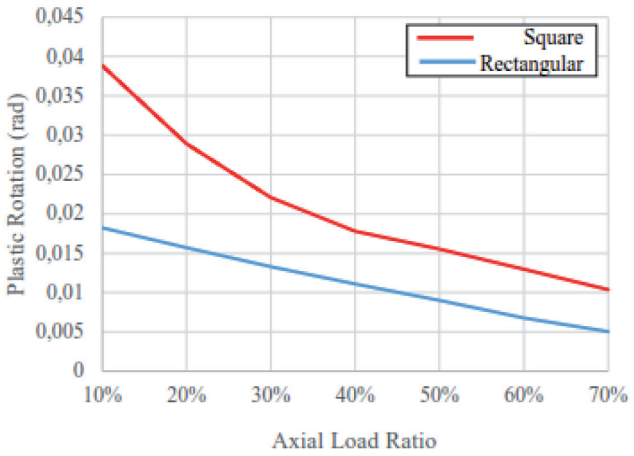


Fig. 5. Effect of axial load ratio on plastic rotation capacity.

to meet seismic demand of columns under high axial load can be lead uneconomic consequences.

CONCLUSION

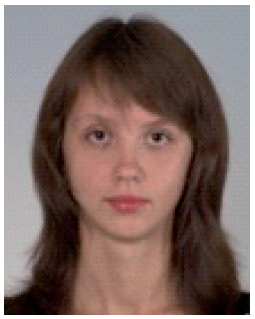
In this study, last version of ACI 440.2R recommendations for deformation capacity enhancement of RC columns with FRP confinement is introduced. The FRP confined concrete model provided by ACI 440.2R [3] was added to code based sectional analysis program to obtain moment curvature relationship of FRP confined RC member with square or rectangular sections. A parametric evaluation was carried out for investigation effects of concrete strength, axial load ratio and number of wrapped FRP plies on plastic rotation capacity of specified square and rectangular RC columns. Plastic rotation capacities were obtained from multiplication of plastic part of the curvature and plastic hinge length calculated from expression of ACI 440.2R [3]. Results of the parametric study demonstrate that concrete strength and cross section aspect ratio critically affect confinement efficiency. Additionally, columns that are subjected to very high axial loading (axial load ratio 0.6 and 0.7) are not suitable for seismic strengthening with FRP confinement due to the non-economic design requirement. Numerical results of this study are only valid for specified columns, considered FRP material and confined concrete model provided by ACI 440.2R [3].

REFERENCES

1. ACI 440.2R. (2002). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Amer. Concrete Inst. 45 p.
2. ACI 440.2R. (2008). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Amer. Concrete Inst. 80 p.
3. ACI 440.2R. (2017). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Amer. Concrete Inst. 116 p.
4. Balsamo, A., Colombo, A., Manfredi, G., Negro, P., Prota A. (2005). Seismic behavior of a full-scale RC frame repaired using CFRP laminates. Eng Struct, 27(5). P.769–780.
5. Di Ludovico, M., Prota, A., M., Manfredi, G., Cosenza, E. (2008). Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 37, P. 141-162.
6. fib: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. fib Bull. 14, Lausanne, 2001.130p.
7. King, D. J., Priestley, M. J. N. & Park, R. (1986). Computer programs for concrete column design. Res. Rep. 86/12, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, New Zealand. 20 p.
8. Mander, J. B., Priestley, M. J. N. & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. J. Struct. Div., ASCE, 114(8), P.1804–1825.
9. Lam, L. & Teng, J. G. (2003a). Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. Constr. Build. Mater., 17, P. 471-489.
10. Lam, L. & Teng, J. G. (2003b). Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns. J. Reinf. Plast. Compos., 22(13), P. 1149-1186.
11. Montejo, A. L. & Kowalsky, J. M. (2007). Set of codes for the analysis of RC members. Technical Report No. IS-07-01, Constructed Facilities Laboratory, North Caroline State Univ., Raleigh, NC. 40 p.
12. Tore, E., Comert, M., Demir, C., Ilki, A., (2017). Collapse testing of full-scale RC buildings with or without seismic retrofit of columns with FRP jackets. COST Action TU1207 End of Action Conf. 3-5 April. Budapest, Hungary. 8 p.
13. TSDC, Turkish Seismic Design Code. (2007). Specification for the buildings to be constructed in disaster areas. Ankara: Ministry of Public Works and Settlement. 159 p.

UDC 624.012.45.046

MITROFANOV V.P.
Ph. D., head, Center for Advanced Design Methods of Concrete Structures, Poltava, Ukraine,
e-mail: vpm.admcs@gmail.com
tel.: +38 (095) 078-53-92
ORCID: 0000-0003-1335-2657



PINCHUK N.M.
Ph. D., Ass. Prof., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine,
e-mail: natali.pinchuk.pntu@gmail.com
tel.: +38 (068) 955-93-93
ORCID: 0000-0002-1720-5497

REMARKS ON IMPROVEMENT OF DESIGNS SYSTEM FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES IN CODES OF THE FUTURE

ABSTRACT. It is considered the design systems for reinforced concrete structures being used in the codes of different countries of the world, which owing to the fib activity turn out to be in harmony with Eurocodes and therefore the ones do not differ considerably, that allows to conduct the analysis of their state as some generalized designs system. It is noted the disadvantages of known design systems among of which it is distinguished according to systemology the fundamental disadvantage: wide-spread incoherentness of designs, i.e. impossibility to derive the designs under partial simple stress-strain states from designs under general complex ones, what is consequence of imperfection of empirical models of latter ones. The sources and causes of design systems disadvantages are elucidated and the most important one is showed: the non-elaborated General theory of reinforced concrete, which is put off in the future. The possible to-day ways of design systems improvement are recommended: elaboration of general enough General theory of reinforced concrete fragments. The examples of improved general designs and experimental verification of the ones are given. It is emphasized the importance for design systems improvement the Theory of plasticity, Fracture Mechanics and Direct Variation all Design Methods, which are considerably more simple for designers and students in comparison with Finite Element Method. It is stated the Plan-list of designs together with corresponding means of their improvement in codes of the future.

KEYWORDS: reinforced concrete, structures, elements, design systems, demerits, improvement means.

МИТРОФАНОВ В.П.
Канд. технічних наук, голова Центру передових методів розрахунку залізобетонних конструкцій, м. Полтава, Україна,
e-mail: vpm.admcs@gmail.com,
тел. +38 (095) 078-53-92,
ORCID: 0000-0003-1335-2657

ПІНЧУК Н.М.
Канд. технічних наук, доцент, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава, Україна,
e-mail: natali.pinchuk.pntu@gmail.com,
tel.; +38 (068) 955-93-93,
ORCID : 0000-0002-1720-5497

ЗАУВАЖЕННЯ ЩОДО ПОКРАЩЕННЯ СИСТЕМИ ПРОЕКТУВАННЯ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ В НОРМАХ МАЙБУТНЬОГО

АНОТАЦІЯ. Розглядаються системи розрахунку залізобетонних конструкцій, що використовуються в нормах різних країн світу, котрі, завдяки діяльності міжнародної федерації Бетону (fib), гармонізовані з Євронормами і тому розрізняються в основах

розрахунку не суттєво, що дозволяє провести аналіз їх стану як деякої узагальненої системи розрахунків. Відмічаються недоліки відомих систем розрахунку (СР) серед яких можна виділити відповідно до Системології фундаментальний недолік: широко розповсюджена непов'язаність розрахунків, тобто неможливість виводу розрахунків при простих окремих напружено-деформованих станах (НДС) з розрахунків при загальних складних НДС, що є наслідком недосконалості емпіричних моделей останніх. Джерела та причини недоліків СР з'ясовуються та виділяється основний з них: нерозробленість загальної теорії залізобетону (ЗТЗБ), котра відкладається на майбутнє, внаслідок недостатнього вивчення ряду проблем, зокрема, фізичних залежностей бетону, моделей зчеплення арматури з бетоном та ін. Рекомендуються можливі на сьогодні шляхи вдосконалення СР: розробка достатньо загальних фрагментів ЗТЗБ. Приводяться приклади вдосконалених загальних розрахунків та результати їх експериментальної перевірки. Підкреслюється важливість для вдосконалення СР використання Теорії пластичності та Механіки крихкого руйнування, а також Прямих варіаційних методів розрахунку, котрі за комп'ютерної реалізації значно простіші для проектувальників і студентів порівняно з Методом Скінчених Елементів (МСЕ).

КЛЮЧОВІ СЛОВА: залізобетон, конструкції, елементи, недоліки, засоби вдосконалення, системи розрахунків.

1. PROBLEM FORMULATION: SOME DEMERITS OF KNOWN DESIGN SYSTEMS

1.1 Insufficient accuracy of models of RC elements (RCE) and structures (RCS) under multiaxial SSS. These models are as rule empirical and noted demerit is displayed as partial or even complete incoherence of designs under simple (partial) and complex (general) SSS, that leads to impossibility of derivation of partial designs from general ones. For example, in codes of all countries of the world it is impossible to obtain the known strength design of RCE cross section under bending moment M action only from the more general strength design of RCE under action of shear force Q jointly with moment M because the being used models of latter design are so imperfect that transition to partial design by Q=0, M≠0 is impossible. It is usually not paid attention to the noted demerit. However according to the Systemology [1] perfect enough system has well developed connections between its elements. Therefore the comparatively perfect system of RCS designs ought to possess the connections between designs by partial and general SSS and the absence of these connections witnesses the insufficient high development level such designs system. The noted demerit is most fundamental and the one involves many partial demerits.

1.2. Non-optimality of RCE strength design under action of shear force Q based on the truss model with destruction of the concrete compressed «strut» between regular inclined cracks in the RCE web. The noted destruction is observed in tests [2, 3] in comparatively narrow domain: that are RCE of T- and 2T – section with thin enough web b_w/h=0,06-0,15. Yet the web thickness of RCE is often by far much than noted one and the strength on concrete strut is so great that danger of respective destruction is absent practically. Then design of lateral reinforcement by the model of concrete strut failure leads to very great intensity of the one. However such reinforcement is not needed really because the RCE with usual web thickness are failure by the Dangerous Inclined Crack (DIC), the model of which must be basis for design of lateral reinforcement. When the DIC is developed the lateral reinforcement resistance is used completely what is not characteristic of destruction on crushing of concrete strut.

In general the strength design model of bar element under the forces M, Q, N action must correspond to its reinforcing group in accordance with elements classification [4] depending on quantity of longitudinal and lateral reinforcement, respective behavior under loading and failure type (Fig. 1).

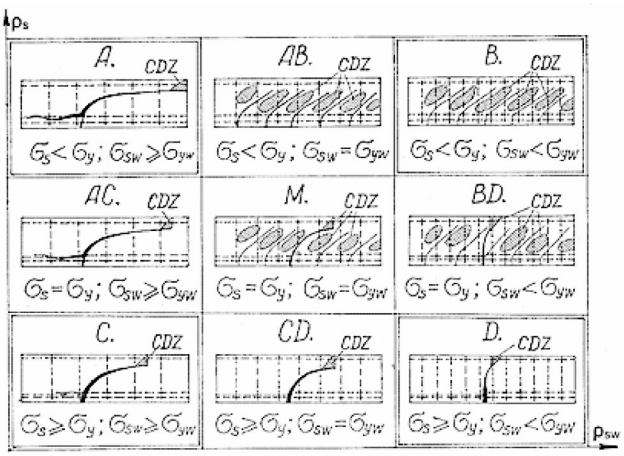


Fig. 1. RC element classification:
ρs, ρsw – respectively longitudinal tensile and lateral reinforcement ratio,
σs, σsw – respective reinforcement stress,
CDZ – concrete destruction zone.

This classification allows to distinguish the group of elements C with most economical expense of all reinforcement – longitudinal and lateral. The existence of the pointed out elements pushed to working out of the Optimization Strength Theory of RC Elements under joint action of the M, Q, N forces [5].

1.3. Inexactness of Deformation Strength Criterion (DSC) in designs of RCE cross sections under action of the M and N forces.

This criterion is used in codes of many countries and the one is kept in MC 2010. According to DSC the

failure state of cross section is come when concrete fiber strain on the RCE compressed side reaches the so called «ultimate strain ε_{cu} ». In codes the ε_{cu} values are set depending on concrete strength f_c only and the ones change on interval 3,5-2,8 ‰ being decreased with f_c increase. The mentioned above ε_{cu} values correspond approximately to the measured ones in being tested beams and eccentrically compressed RCE with large enough eccentricities e_0 of axial force N. But when the e_0 is decreased and $e_0 \to 0$ the value $\varepsilon_{cu} \to \varepsilon_{c1}$, where ε_{c1} is the concrete ultimate strain under axial compression, which is considerably smaller than under bending and eccentrical compression. Thus the strength design of RCE cross sections with the DSC use can't take into account the gradual change of concrete ultimate strain ε_{cu} when transition from bending to axial compression. According to experiments the ε_{cu} depends on, except concrete strength and section SSS character, also from section shape, type of steel tension diagram, tensile and compressed reinforcement quantity, prestressing et al. The influence of the pointed out factors on the ε_{cu} can be taken into account if the inexact DSC will be substituted by the force Extreme Strength Criterion (ESC) [6].

2. ANALYSIS OF NEW RESEARCHES: SOURCES AND CAUSES OF DEMERITS OF RCS DESIGN SYSTEMS.

2.1. Information outburst and empiricism dominance. The concrete and RC complicated properties, being distinguished considerably from properties of traditional constructive materials, apparently, are still not studied and realized completely enough. In such conditions it is necessary and it takes place the continuous process of experimental investigations of concrete and RC leading to growing volume of information i.e. to information outburst. Herewith the obtained experimental data are mostly used in the form of empirical relations and designs leading to the empiricism dominance.

Empirical way of designs receipt, which is characteristic of the first development stage of all branches of sciences and technics, is laborious, material-spent and expensive especially under multiaxial non-uniform SSS. This way not always allows to reveal all determining factors which influence on structures behavior. The obtained relations are partial with limited by experiment conditions the application domain which is not always clearly determined. That is why on the basis of empirical relationships it is impossible the complete enough optimization of structures and their reliability guarantee.

2.2. Non-elaborated General Theory of RC (GTRC). The history of sciences and technics [7, 8] shows that the empiricism period can be replaced by the period of General Scientific theory development as higher form of generalization and systematization of reached knowledge. The role of GT is displayed in explanation of mechanism and physical reality of known phenomena, connection between phenomena being seemed independent and incompatible ones. Most important role of GT is the prediction of the new earlier non-observed phenomena. Yet the elaboration of the GTRC is highly difficult and long process demanding the profound knowledge of concrete and RC specific properties which must be expressed by means of generalized statements in the form of mathematical wordings [9]. However at present it is compelled to admit that GTRC is kept as the cause of the future in consequence of some problems which are still not solved with needed completeness. In spite of numerous suggestions the ground of the concrete physical relationships $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$ under multiaxial SSS is first of all such problem.

2.3. Insufficient realizing of the concrete strength properties.

2.3.1. Inexact notion about role of descending branch of concrete physical relation $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$. This notion arose in connection with strength design of RCE cross section. Herewith it is usually thought that role of stress σ_c distribution along concrete compressed zone height x by the curve with descending branch is reduced to the making more precise of σ_c distribution in comparison with being used often the simplified distribution: rectangular, parabola-rectangle, bi-linear. Apparently the pointed out substitution leads to very small making more precise of the resultant force N_c in concrete compressed zone, lever arm of internal forces Z and ultimate load parameter M_u or N_u in the case when the section is non-overreinforced and reinforcement steel has the yielding plateau. In this case in consequence of design complication the introduction of stresses distribution by the curve with descending branch losses the common sense even in comparison with simplest rectangular distribution which leads to sufficient design closeness with tests in pointed out case.

Situation radically changes when we intend to obtain the general method of strength design of RC cross sections which is applicable to both underreinforced and overreinforced sections, for reinforcement steel of both physical and conditional yielding limit, both under bending and eccentrical compression by any eccentricity value of axial force $0 \le e_0 \to \infty$.

Consideration of such general design method demands to use the complete compression diagram $\sigma_c - \varepsilon_c$ with descending branch of concrete and the one leads to the new result [6]: introduction necessity of the force Extreme Strength Criterion (ESC) instead of the DSC. The conducted analysis reveals the specific stresses σ_c redistribution on the concrete compressed zone x which is accompanied by the disstrengthening of more deformed part near RCE compressed side and stresses increase near zero line of σ_c stresses. At the beginning the pointed out stresses redistribution restrains from failure of more deformed concrete part, thanks to that the strain ε_{cm}

of RCE compressed side exceeds the concrete limit strain ε_{c1} under axial compression and the continues to be enhanced together with load up to achievement of ultimate strain $\varepsilon_{cu}>\varepsilon_{c1}$. Thus on the interval $\varepsilon_{c1}\leq\varepsilon_{cm}\leq\varepsilon_{cu}$ bearing capacity of section grows up and the most strained compressed concrete part experiences so called «natural rigid loading». At the moment $\varepsilon_{cm}=\varepsilon_{cu}$ the ultimate load parameter F_u (M_u or N_u) reaches the strict maximum and the ESC is displayed

$$F_u\left(\varepsilon_{cm}\right)\Big|_{\varepsilon_{cm}=\varepsilon_{cu}}=\max \qquad (1)$$

After maximum the curve «load parameter F – fibre strain ε_{cm}» comes on the descending branch and if the load is not decreased the sudden failure of compressed concrete and entire section happens by some stress σ_s in tensile and σ_s' in compressed reinforcement. It is important to emphasize that display of descending branch of concrete relation $\sigma_s - \varepsilon_c$, specific stresses redistribution on concrete compressed zone height x, natural rigid loading of disstrengthening compressed concrete part and the ESC are mutually connected phenomena which together express specific pseudo-plastic properties of concrete.

2.3.2. Insufficient clear division of the RCE behavior into brittle, pseudo-plastic and plastic cases under multiaxial SSS. Important peculiarity of concrete properties is displayed as dependence of its behavior character under load from sign and value of middle (hydrostatic) stress σ [10]. By tensile $\sigma>0$ before ultimate behavior of concrete is close to elastic one and the coming of ultimate state is connected with development of the structural defects in the form of initial (often near surfaced) microcracks, which under small enough load grow up stably. One microcrack (dangerous) earlier than others reaches the some critical length l_{cr} and turns into rupture macrocrack on the level of ultimate load. The dangerous crack is instable and the one instantaneously spreads, divides structure on parts leading to brittle failure (Fig. 2), which is described by the Fracture Mechanics [11].

By mean values of compressed stresses $\sigma<0$ (most

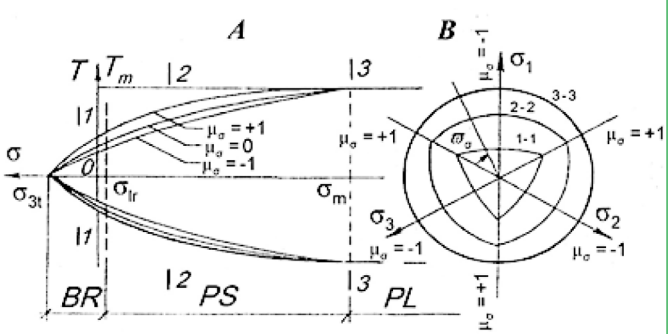


Fig. 2. Concrete strength surface in cylindrical coordinates σ, T and ω_σ or μ_σ with meridional (A) and deviation (B) sections. BR, PS, PL – intervals of brittle, pseudo-plastic and plastic concrete behavior respectively.

often meeting in the RCS) concrete displays in before ultimate states the pseudo-plasticity with characteristic dilatancy, conditioned by the development in concrete the disperse system of microcracks. Herewith in failure stage it is revealed the descending branch of concrete relations $\sigma_{ij} - \varepsilon_{ij}$ and the ultimate load is determined by the ESC. Under high compressed $\sigma<0$ the microcracks do not develop, the dilatancy is absent and concrete behavior in ultimate stage is close to plastic one. Thus in depending on sign and value σ the adapted to concrete Fracture Mechanics, Elasticity Theory and Plasticity Theory with its versions of physical relations may be as basic for working out of RCS designs on Ultimate and Serviceability limit states.

TASK FORMULATING: AT PRESENT POSSIBLE WAYS OF IMPROVEMENT OF RCS DESIGNS SYSTEM. EXAMPLES OF IMPROVED GENERAL DESIGNS

The stated above analysis shows that principal means of achievement of perfect enough RCS designs system is General Theory of RC (GTRC) [9] elaboration of which by objective reasons is put off on the future. Keeping the GTRC development as most important strategic aim of investigations in the RCS domain, it is necessary to formulate the relevant for present conditions the tactics of improvement of RCS designs system. In our opinion this tactics must be the working out of the GTRC fragments, which are distinguished by the considerable generality allowing to solve wide enough circle of problems. GTRC fragments reflect to some extent partial SSS and take into account certain intensity of reinforcement, influencing on the RCS deformation character (Fig.1). Therefore the partial approximate models of concrete, conforming with experiments can be used for the GTRC fragments. As examples of GTRC fragments may be the next ones.

3.1. Strength design of the RCE cross sections under action of M and N forces on the base of deformation model with the ESC [6]. This design does not introduce any empiric relations and uses only the equations of continuum Mechanics: static, geometric as plane section hypothesis and physical relationships of used concrete and reinforcement. General method [6] allows to find from design all parameters of ultimate state of RCE section regarding stresses and strains of concrete, tensile and compressed reinforcement, geometric quantities. The concrete ultimate strain of RCE compressed side ε_{cu} is obtained also from design as one of unknown values. The design [6] takes into account influence on the εcu not only concrete strength but also section SSS character, section shape, type of reinforcement tension diagram, quantity of tensile and compressed reinforcement, prestressing intensity et al., that is conformed with tests.

3.2. Optimization Strength Theory of RCE (OSTRCE) under joint action of the M,Q,N forces [5]. This theory is general for strength design both on inclined

and normal (cross) sections (cracks) i.e. unlike known design systems the one allows to derive the partial design from general one. This fact witnesses about more high development level of OSTRCE in comparison with known designs. The OSTRCE secures most economical reinforcement steel expense and plastic failure as on normal (cross) as inclined cracks.

3.3. Elementary Mechanics of Pseudo-plastic Ultimate State of Concrete (EMPS) [10]. This analysis draws attention to the fact that many practically important strength problems of concrete and RC elements under multiaxial SSS can be solved with sufficient accuracy on the basis of known Theory of perfect plasticity [12, 13]. Such possibility takes place for different cases of shear, cut, crushing-splitting, punching shear, pressing out, failure of reinforcement anchorage, failure of different indirect reinforcement et al. (Fig. 3).

Applicability of perfect plasticity theory is limited by the «Applicability conditions» which are formulated and illustrated by the examples [10]. The important peculiarity of strength designs [13] is the use of Direct Variational Method and velocities field with gap (leap) on the some surface S_l in volume V of considered element. The velocities gaps are admitted

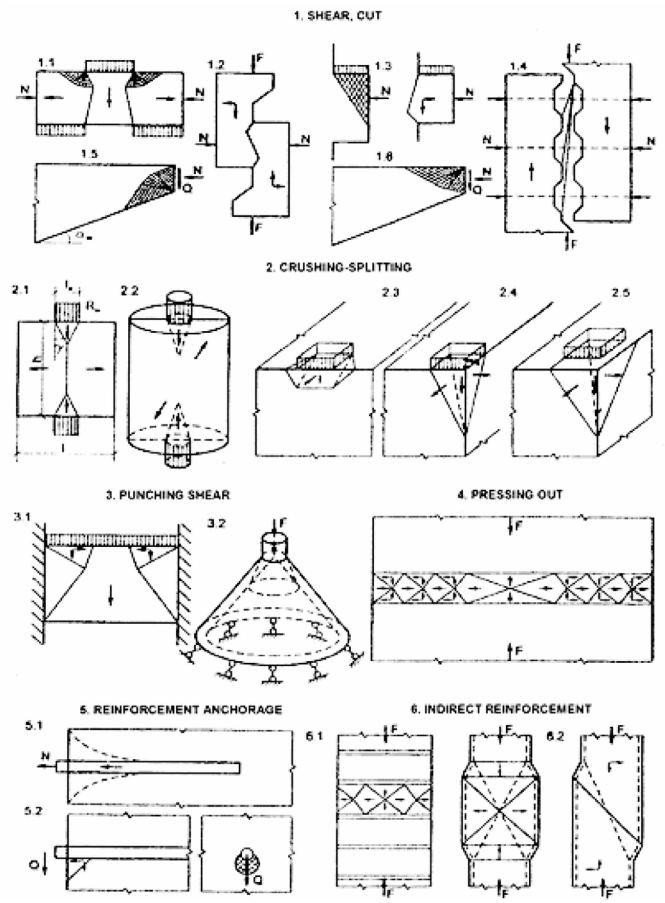


Fig. 3. Characteristic elements groups with destruction schemes according to [13, 16, 17]. The arrows without notation show the velocity of elementary respective parts.

as in tangential ΔV_t as in normal ΔV_n directions to the S_l surface in consequence of volume deformation (dilatancy) of concrete. Design is connected with analysis of minimum of functional J corresponding to Variational Principle of virtual velocities V_i [14]. Functional J is simply calculated by the plasticity condition [15] on the base of which the solutions of many strength problems were obtained [4, 13, 16-22].

In particular for 2D SSS the functional J is written down in general case of dynamic problems so

$$J=\int_{S_l}\left\{\begin{array}{l} m\left[2B\left(1+0,25\left(\Delta V_t'/\Delta V_n\right)^2\right)^{\frac{1}{2}}-1\right]\times \\ \times\Delta V_n'+\rho\left(\Delta V_n'V_n'V_n'+\Delta V_t'V_n'V_t'\right)\end{array}\right\}dS \quad (2)$$

where

$$B=1/3+\left(T_{sh}/m\right)^2,\quad T_{sh}^2=f_c f_{ct}/3,\quad m=f_c-f_{ct} \quad (3)$$

ρ - concrete density, $\Delta V_t', \Delta V_n'$ - gaps (leaps) of velocity components respectively in tangential t and normal n to the surface Sl directions, V_t', V_n' - mean values of respective velocity components on both sides of S_l surface in some its point. For taking into account of reinforcement influence on RCE strength the functional (2) is supplemented by the particular item J_s reflecting the virtual power of reinforcement internal forces in the crossing places of reinforcement with the surface S_l. The item J_s is turned out to be expressed also through gaps of velocity components. The procedure of ultimate load design includes the next actions:

1) choice of the shape of velocities gap surface S_l i.e. choice of cinematic failure mechanism of considered element;
2) composition of the functional (2) for choose cinematic mechanism and receipt from condition $J=0$ of load parameter F expression through unknown geometric parameters $G_k(K=1,2,\ldots m)$ of failure surface S_l and velocities ratios $K_l=V_i/V_j\ (l=1,2,\ldots n)$ of element parts $i, j = 1,2,\ldots p$, divided by the surface S_l.
3) determination of unknown parameters G_k and K_l from condition of minimum of load parameter $F(G_k, K_l)=min$;
4) calculation of ultimate load parameter F_u by the found G_k and K_l.

For example in plane problem of two-sided crushing-splitting of concrete slab the cinematic failure mechanism includes (Fig. 4,a) two being drawn together with velocities V_2 and $-V_2$ isosceles triangular parts 2 with angle γ between axis y and equal sides and two parts 1 mutually being dispersed with (Fig. 4,a) velocities V_1 and $-V_1$. The straight lines dividing parts 1 and 2 form the velocities gap surface (line) S_l. The unknown parameters tgγ and $K= V_1/V_2$ are found from minimum condition of ultimate crushing stress f_{cr} [13, 18]

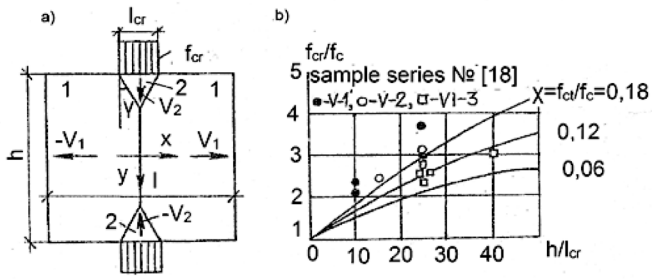


Fig. 4. Failure scheme of concrete slab under two-sided crushing-splitting (a) and comparison of theoretic curves with experimental points [18] (b).

$$f_{cr}/m=\left\{2B\left[\left(K-tg\gamma\right)^2+0,25\left(Ktg\gamma-1\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}-\left(K-tg\gamma\right)\right\}\left(1/tg\gamma\right)$$
$$+\left(f_{ct}K/m\right)\left(\alpha tg\gamma-1\right)/tg\gamma, \qquad (4)$$

where

$\alpha=h/l_{cr}$, h, l_{cr} are showed on Fig. 4,a.

The strength curves (4) are obtained close enough to experimental points [18] (Fig. 4,b).

The given example shows the merits of the offered method:

comparative simplicity, clearness and obviousness of failure schemes lightening the mastering of the one by designers and students, application of simple known optimization software in table processor MS Excel, acceptable exactness.

However this method is first of all applicable to simple enough one-coherent structures and elements, which are spread far and wide in practice. In the cases of complicated multi-coherent structures it is completed to use the FEM with expensive software.

3.3.1. Comparison of the theoretical strength by the EMPS with experimental one. The criterion of completeness of experimental verification was considered as main by the analysis of EMPS applicability to ultimate load design. Therefore for EMPS verification the wide enough elements totality with various SSS was attracted. With this aim the groups elements (Fig. 3) were used: shear and cut [16, 17, 20], crushing-splitting and punching shear [18], indirect reinforcement including the concrete filled steel tubular elements [21] and others. It was obtained the following averaged indexes – mean ratio M of test ultimate load F^{test} to theoretic F^{calc} and variation factor V of this ratio for the groups elements: 1) shear and cut – M=0,992, V=12,71%; 2) crushing-splitting – M=1,005, V=11,52%; 3) punching shear – M=1,010, V=8,0%; 4) indirect reinforcement – M=0,962, V=4,625%. The given data witness that EMPS leads to sufficient for practice accuracy by determination of ultimate load of concrete and RC structures and elements under multiaxial non-uniform SSS.

PRIMARY RESULTS STATING: FOUR CORNER-STONES OF RCS DS IMPROVEMENT

The possibility of brittle, pseudo-plastic and plastic behavior of concrete and RC elements allows to emphasize the importance of four means for RCS DS improvement:

- theory of perfect plasticity used by the conditions of its applicability with taking into account of concrete and RC properties;
- Fracture Mechanics adapted to concrete and RC properties;
- Direct Variational Methods of problems solving;
- Method of section in theory of cracks.

4.1. The taking into account of concrete and RC properties in Theory of perfect plasticity. Herewith it is meant the next:

1) use of plasticity (strength) condition which conforms well with tests;
2) application of reinforcement intensity securing the complete use of its resistance into all directions and respective plastic behavior of RCS in failure state;
3) control of the applicability conditions of perfect plasticity model [10] and introduction (when it is necessary) of correction factor taking into account the decrease of concrete plasticity with increase its strength [22].

4.2. Brittle failure criterion of concrete. In our opinion the concrete is brittle enough material so that designs with use of Fracture Mechanics can be conducted on the basis of critical stress intensity factor K_{IC} or fracture energy G_{IC} found from reliable experiments. The pointed out designs of concrete and RC elements lead to satisfactory proximity of theoretic strength to test one if the values K_{IC}were found on the specimens of sufficient dimensions and if the stable growing up of the initial notches was taken into account. When the stable growing up of the specimen notch is taken into account the K_{IC} values obtained by different authors turn out to be close.

For use of Fracture Mechanics to RCS it is necessary first of all the K_{IC} depending on concrete strength. Such relationship was obtained in the experiments [4, 24] data of which are highly close. We recommend the following relations for usual heavy concrete [25]

$$K_{IC}=0,09f_{c,cube}^{0,75} \text{ by } f_{c,cube}\le 35\,MPa, \qquad (5)$$

$$K_{IC}=0,539f_{c,cube}^{0,25} \text{ by } f_{c,cube}\ge 35\,MPa, \qquad (6)$$

for claydite concrete

$$K_{IC}=0,056f_{c,cube}^{0,75} \text{ by } f_{c,cube}<60\,MPa, \qquad (7)$$

where concrete cube strength $f_{c,\,cube}$ in MPa, K_{IC} in MPa·m^{0,5}.

The experimental determination of K_{IC} is more easy than G_{IC} one [26]. Herewith the recalculation from K_{IC} to G_{IC} and back meets the difficulties connected with change of the deformation modulus of tensile concrete in ultimate state near crack end.

The criteria of Fracture Mechanics are applicable to the macrocrack, the length of which must be set in order to make designs. But macrocrack grows up from the initial dangerous microcrack when the latter reaches so called «critical length l_{cr}», which is unknown. The investigations [27] recommend to find the l_{cr} depending on type and concrete aggregate coarseness d_{max}.

$$l_{cr} = Kd_{\max}, \quad K = \begin{cases} 1.4-2-\text{broken stone (granite, diabase)}, \\ 1.2-1.5-\text{gravel (granite, diabase)}, \\ 1-\text{soft aggregate (limestone)}. \end{cases} \quad (8)$$

It is clear recommendations (8) are indefinite enough and question about determination of the l_{cr} is retained by the live issue.

4.3. Variational methods of problems solving. At present it is acknowledged [14, 27] that one from most productive methods of Continuum Mechanics problems solving are methods based on the Direct Methods of Variations Calculus and respective Variational Principles. The known in Continuum Mechanics Variational Principles [14, 28] allows to reduce the problem of integration of Differential Equations System to equivalent Variational problem of search of function which give to some integral (functional) the minimum value. For model of rigid-perfect-plastic body the Variational Principles lead to know Theory of Ultimate balance [23, 29] with its two extreme theorems and respective two methods of ultimate load approximate determination: static and cinematic [14, 29].

The cinematic method is considerably more simple and convenient for application than static one and therefore it has far more broad use. The important positive feature of cinematic method is obviousness and explanatory ability of being used cinematic failure schemes which more profound reveal the failure physical reality of considered systems and assist to designers and students to master this method. Therefore in the OSTRCE and the EMPS the cinematic method is solely used.

4.4. Method of sections in theory of cracks. This method was offered as method of approximate determination of stress intensity factor KI [30] and the one allows to simplify considerably the problems solving regarding both ultimate limit and serviceability limit states of RCE and RCS.

CONCLUSIONS

The totalities of present-day designs for RC structures, recommended by the Codes of different countries of the world, possess the considerable demerits the sources of which are insufficient use of the contemporary knowledge of Systemology and Mechanic-Mathematic sciences, including in particular the Theory of Plasticity and Fracture Mechanics. The offered trends to improvement of designs system for RC structures are just connected with the use of noted Sciences. The inexact semi-empiric design models offered in different Codes are presented as care about decrease of calculation cost. But herewith it is forgotten about decrease of optimization ability of such designs. Apparently at present the computers' possibilities jointly with Direct Variation Methods allow to use the precise enough models and simple accessible for designers and students designs. Improvement of designs system can't be realized without profound enough study of mentioned above scientific branches in universities.

REFERENCES

1. Klir G. J. Architecture of Systems problem solving: Ed. – Plenum Press, New York: 1985. – 544 p.
2. Groetz S. & Hegger J. Shear capacity of prestressed concrete beams of high-strength concrete elements. Proc. of the 5th Intern. Symp. on Utilization of HS/HP Concrete. – Sandefjord: Norway, 1999, vol. 1. P. 312-321.
3. Walraven J. & Stroband J. Shear capacity of high strength concrete beams with shear reinforcement. Proc. of the 5th Intern. Symp. on Utilization of HS/HP Concrete / J. Walraven,. Sandefjord – Norway, 1999, vol. 1. P. 693-700.
4. Mitrofanov V. P. The stress-strain state, strength and cracking of the RC elements under cross bending. Extended abstract of candidate's thesis / Mitrofanov Vitalii Pavlovich; VZISI, Moscow, 1982. – 42 p. [in Russian].
5. Mitrofanov V. P. Optimization strength theory of reinforced concrete bar elements and structures with practical aspects of its use Bygningsstatiske Meddelelser. Danish Society for Structural Science and Engineering. – Copenhagen, 2000, vol. 71, № 4, P. 73-125.
6. Mitrofanov V. P. Extreme strength criterion and design of RC elements. Structural Concrete. 2009, 10, №4, P. 163 – 172.
7. Aistov N.N., Vasilev B.D., Ivanov V.F., Sachnovsky K.V. , Smirnov N.A., Orlov A.I., Shifrin S.M. History of building technics. – Leningrad: Gosstroyizdat, 1962 [in Russian].
8. Isachanov G. N. Essentials of scientific investigations in building. – Kiev: Vyscha shkola, 1985. – 223 p. [in Russian].
9. Mitrofanov V.P., Pinchuk N.M. & Mitrofanov P.B. General theory of concrete as the basis of calculation in regulations of the future. Proc. of the III All Russian (Intern.) Conf. of Concrete and reinforced Concrete. – MGSU, Moscow, 2014, vol. 1, P. 99-110 [in Russian].
10. Mitrofanov V.P. The theory of perfect plasticity as the elementary machanics of a pseudo-plastic ultimate state of concrete: basis,

limitations, partial aspects, improving. Proc. of the 2nd fib Congr. – Naples, 2006, vol. 1, paper ID 7-6.
11. Hellan K. Introduction to Fracture Mechanics. MCGraw – Hill Book Company. - New York, 1984. – 364 p.
12. Kachanov L.M. Essentials of Plasticity Theory, 2nd ed. – Moscow: Nauka, 1969. – 420 p. [in Russian].
13. Mitrofanov V. P. Variational method in theory of perfect plasticity of concrete. Building Mechanics and Design of Structures. – Moscow, 1990, №6, P. 23-18. [in Russian].
14. Kolmogorov V.L. Mechanics of metal working by the pressure. – Moscow: Metallurgia, 1986. – 836 p. [in Russian].
15. Geniev G.A., Kissuk V.N. & Tupin G.A. Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete. – Stroyizdat, 1974. – 316 p. [in Russian].
16. Mitrofanov V.P. Ultimate load of truncated concrete wedge. Building Mechanics and Design of Structures. – Moscow, 1973, №1, P. 10-24 [in Russian].
17. Mitrofanov V., Pogrebnoy V., Dovzhenko O. Strength of concrete elements under shear action according to the theory of plasticity and tests. Proc. of the 2nd fib Congr. – Naples, 2006, vol. 1, paper ID 3-61.
18. Dovzhenko O. O. Strength of concrete and reinforced concrete elements under local application of compressive loads. Extended abstract of candidate's thesis, PEBI / Oksana Oleksandrivna Dovzhenko. – Poltava, 1993. – 20 p. [in Ukrainian].
19. Mitrofanov V. P. Investigation of destruction zone resistance of HSC of beams under shear forces action. Proc. of the 5th Intern. Symp. on Utilization of HS/HP. – Sandefjord, Norway, 1999, vol. 1, P. 461-468.
20. Pogribnyy V. V. Strength of concrete and reinforced concrete elements under shear. Extended abstract of candidate's thesis / Volodimir Volodimirovich Pogribnyy. – PSTU, Poltava, 2001. – 19 p. [in Ukrainian].
21. Mitrofanov V. P. & Onipenko D. K. Experimental verification of variational strength method of compressive and bent concrete filled steel tubular elements. Building Structures: Col. of Scient. Papers. – Kyiv: NDIBK, 1999, issue 50, P. 172 – 176. [in Ukrainian].
22. Mitrofanov V. P. & Pinchuk N. M. Taking into account of brittleness, pseudo-plasticity and plasticity of concrete in strength designs under complex non-uniform stress-strain states. In Scientific Herald of Building. – ChNUBA, Charkiv, 2016, №1 (83), P. 101-107. [in Russian].
23. Gvozdev A. A. Design of structures carrying capacity by the method of ultimate balance. – Stroyizdat, Moscow, 1949. – 280 p. [in Russian].
24. Yagust V. I. Resistance to cracks development in concrete structures with taking into account of material structure. Extended abstract of candidate's thesis / V. I. Yagust, NIIZHB, Moscow, 1982. – 24 p. [in Russian].
25. Mitrofanov V. P. & Zhovnir A. S. Experimental investigation of resistance character to cracks propagation of usual heavy concrete. Proc. of the Higher School, Building and Architecture. – NISI, Novosibirsk, 1976, №3, P. 19-23 [in Russian].
26. Shiratori, M., Miyoshi, T. & Matsusita, H. Calculating Fracture Mechanics. Trans. from Japanese. – Mir, Moscow, 1986. – P. 19-23 [in Russian].
27. Trapeznikov L. P. Two-parametrical model of concrete destruction under tension with taking into account of structure and creep of material. Description of model. Proc. of the VNIIG. – Leningrad, 1979, vol. 128, P. 93-103 [in Russian].
28. Michlin, S.G. Variational methods in mathematical Physics. - Gostechtheorizdat, Moscow, 1957. – 476 p. [in Russian].
29. Rabotnov U. N. Resistance of materials. - Physmathgiz, Moscow, 1962. – 456 p. [in Russian].
30. Morozov E.M. Method of sections in the Theory of Cracks. Proc. of the Higher School, Building and Architecture. - NISI, Novosibirsk, 1969, №12, P. 20-24 [in Russian].

УДК 691.32

ШЕЙНІЧ Л.О.,
Д-р технічних наук, проф., зав. відділу, Державне підприємство «Державний науково-дослід-ний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail: schein@ndibk.gov.ua,
тел./факс +38(044)248-88-73.
ORCID: 0000-0002-7684-9495

ПРИЙМАЧЕНКО А.С.
Асп., Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail:artem.pryymachenko@gmail.com
тел. +38(067) 406 07 94.
ORCID: 0000-0003-4335-5752

ІГНАТОВА І.В.
Канд. технічних наук, ст. науковий співробітник, зав. лаб., Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail: i.ignatova@ndibk.gov.ua,
тел. +38(044)249-38-41.
ORCID: 0000-0001-5331-5039

БЕТОНИ ДЛЯ БІОГАЗОВИХ УСТАНОВОК

АНОТАЦІЯ. Робота присвячена розробленню бетонів біогазових установок, в яких отримують біогаз в результаті мікробного розкладання біомаси. Біогаз є одним із перспективних видів альтернативних джерел енергії.

В роботі розглянуто умови експлуатації біогазових установок, зокрема ферментаторів. Оскільки бетонний корпус ферментатора зазнає дії агресивного середовища різного виду та ступеня, то при його проектуванні необхідно у кожному конкретному випадку проводити аналіз середовища, у якому буде експлуатуватися конструкція, з визначенням ступеня агресивності та встановленням відповідного виду його захисту.

У зв'язку із складними умовами експлуатації ферментаторів запропоновано умовний поділ його корпусу на зони контакту: з газовим середовищем, а також рідким та твердим середовищами. В роботі визначено ступені агресивності середовища у відповідних зонах та визначено основні вимоги до матеріалів для влаштування та захисту корпусу ферментатора (бетону та захисного покриття) залежно від зони контакту та визначеного ступеня агресивності середовища. Рекомендовано корозійностійкі матеріали для влаштування та захисту корпусу ферментатора залежно від зони контакту та визначеного ступеня агресивності середовища.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: ферментатор, конструкції, бетон, вимоги, агресивне середовище

CONCRETES FOR BIOGAS PLANTS

SHEINICH L.
Dr, Prof., Dept. Head, State enterprise "State Scientific Research Institute of Building Constructions", Kyiv, Ukraine,
e-mail: schein@ndibk.gov.ua,
tel./fax +38(044)248-88-73.
ORCID: 0000-0002-7684-9495

PRYYMACHENKO A.
PG student, State enterprise "State Scientific Research Institute of Building Constructions", Kyiv, Ukraine,
e-mail: artem.pryymachenko@gmail.com,
tel. +38(067) 406 07 94.
ORCID: 0000-0003-4335-5752

IGNATOVA I.
PhD, senior scientist, Laboratory Head, State enterprise "State Scientific Research Institute of Building Constructions", Kyiv, Ukraine,
e-mail: i.ignatova@ndibk.gov.ua,
tel. +38(044)249-38-41.
ORCID: 0000-0001-5331-5039

ABSTRACT. Paper is devoted to development of the concretes for biogas plants for biogas production by means of microbial decomposition of biomass. Biogas is prospective type of alternative source of energy.
The conditions for biogas plants operation, the fermenters in particular, is considered in paper.

Because of a fermenter concrete body is subjected to aggressive medium action with different kind and extent, therefore there is necessary to analyze that medium in every specific case of designing. In analysis process there is necessary to determine an extent of medium aggressiveness for structure under operation and to provide the measures for its protection.
Following to complex conditions for the fermenters operation there is proposed the conditional dividing of its body by contact zones with gas, liquid and solid medium. The extent of medium aggressiveness in relevant zones and the basic requirements to material for protection of fermenter body (concrete and protective cover) is determined in paper depends on contact zone and extent of medium aggressiveness. There are recommended the corrosion-resistant materials for arrangement of fermenter body depends of contact zone and extent of medium aggressiveness.

KEY WORDS: fermenter, structures, concrete, requirements, aggressive medium

ВСТУП

На сьогодні забезпечення розвитку альтернативної енергетики, диверсифікація джерел енергії, в т.ч. застосування енергії біомаси, газу з органічних відходів, газу каналізаційно-очисних станцій, біогазів та вторинних енергетичних ресурсів тощо є пріоритетним напрямком економіки багатьох країн світу.

Одним із найбільш перспективних шляхів отримання енергії є використання біогазу – газу, що отримують у біогазових установках в результаті мікробного розкладання біомаси.

Перевагою біогазових установок є отримання електроенергії, тепла та палива (біогазу) завдяки переробці дешевої сировини – відходів. Крім того, використання відходів усуває ряд проблем щодо їх збирання, транспортування та зберігання.

Оскільки біогазові установки працюють, як правило, на відходах, вони є дієвими системами очищення навколишнього середовища. Переробка відходів дозволяє запобігти забрудненню ґрунту, поверхневих та підземних вод, а також знизити викиди метану в атмосферу, що є одним із способів запобігання глобальному потеплінню [1, 2].

Таким чином, біогазові установки дозволяють не лише отримувати енергію та паливо з дешевої сировини, а й запобігати забрудненню довкілля.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Біогазові установки – це об'єкт будівництва, який складається з герметичного ферментатора, оснащеного комплексом систем підготовки та подавання сировини, підігріву та перемішування біомаси, каналізаційної, газової та електричної мереж [3, 4].

Біогазові установки можуть працювати як на одній сировині, так і на сумішах [3, 4]. Основним компонентом біомаси, необхідним для роботи біогазових установок, є рідкий та твердий гній, комунальні відходи, солома, бурячкова гичка, відходи овочів, деревна зелень або інші органічні відходи [3, 4]. Крім того, для оптимізації процесу бродіння та активного виділення біогазу до зброджувальної біомаси додають спеціальні реагенти, зокрема – вапно, вуглекислий газ, луг тощо [3].

У ферментаторі відбувається контрольоване зброджування біомаси в анаеробних (за відсутності кисню та світла) умовах при певному діапазоні температур за допомогою відповідних бактерій [3, 4].

У ферментаторах отримують біодобрива та біогаз, який складається з метану (CH_4) – 55-75 %, вуглекислого газу (CO_2) – 25-45 % і сірководню (H_2S) – менше 1 %, а також незначної кількості аміаку (N_2), водню (H_2) та інших сполук [3, 4].

Таким чином, корпус ферментатора безпосередньо контактує з агресивним газоподібним, рідким та твердим середовищами, як хімічного, так і біологічного походження. Крім того, конструкція ферментатора повинна витримувати відповідні навантаження від власної ваги, перекриття, збродженої біомаси, технологічного обладнання тощо та витримувати дію температур, тиску тощо. Корпус ферментатора повинен бути досить міцний, корозійностійкий та абсолютно герметичний [4].

Одним із найпоширеніших матеріалів для виготовлення корпусу ферментатора є бетон (залізобетон). Оскільки бетонний корпус ферментатора піддається агресивному впливу різного виду та ступеня, то при його проектуванні необхідно у кожному конкретному випадку проводити аналіз виду середовища, у якому буде експлуатуватися конструкція з визначенням відповідного ступеня агресивності та встановленням відповідного виду його захисту.

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Метою представленої роботи є встановлення умов експлуатації ферментатора, основних вимог до матеріалу його корпусу у різних зонах контакту з різним ступенем агресивності та надання рекомендацій щодо призначення відповідного виду бетону та його захисту.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

У зоні контакту з газовим середовищем корпус ферментатора повинен мати високу тріщиностійкість, газо- та водонепроникність. Газове середовище містить окрім метану значну кількість вуглекислого газу, сірководню, аміаку, інших сполук, що спричиняють корозію бетону. Крім того, в газі присутня велика кількість водяних парів, які конденсуються на стінках ферментатора та вступають у реакцію з присутніми сполуками з утворенням агресивних для бетону та металевих елементів конструкцій середовищ, зокрема, сіркувмісних кислот [4]. За високих температур утворення кислот прискорюється.

Згідно з п.5.9 [5] дане середовище може бути віднесене до сильно агресивного, що потребує первин-

Таблиця 1. Вимоги до матеріалів залежно від виду та ступеня агресивності середовища

Зони контакту (вид об'єкта)	Ступінь агресивного середовища	Вимоги до матеріалів
1	2	3
Зона контакту з газовим середовищем (ферментатор, силосні траншеї, резервуари для зберігання рідких добрив)	сильно агресивне середовище ХА3	Бетон: - сульфатостійкий, стійкий до лужної корозії; - з мінімальним класом за міцністю – С35/45; - з мінімальною витратою цементу – 360 кг/м^3; - з максимальним водоцементним відношенням – 0,45; - водонепроникністю не нижче W8; - без тріщин (у деяких випадках гранично-допустима ширина розкриття тріщин до 0,10 мм). Захисне покриття: - з гранично-допустимою шириною розкриття тріщин до 0,1 мм - стійке до впливу середовища з pH нижче 2
Зона контакту з рідким та твердим середовищем (ферментатор)	сильно агресивне середовище ХА3	Бетон: - сульфатостійкий, стійкий до лужної корозії; - з мінімальним класом за міцністю – С35/45; - з мінімальною витратою цементу – 360 кг/м^3; - з максимальним водоцементним відношенням – 0,45; - водонепроникністю не нижче W8; - з гранично-допустимою шириною розкриття тріщин до 0,05 мм. Захисне покриття: - з гранично-допустимою шириною розкриття тріщин до 0,05 мм стійке до впливу середовища з pH нижче 5,5
Зона контакту з рідким та твердим середовищем (силосні траншеї та резервуари для зберігання рідких добрив)	слабо агресивне середовище ХА1	Бетон: - сульфатостійкий, стійкий до лужної корозії; - з мінімальним класом за міцністю – С30/35; - з мінімальною витратою цементу – 300 кг/м^3; - з максимальним водоцементним відношенням – 0,55; - водонепроникністю не нижче W4
Примітка - можлива відсутність захисних покриттів у випадку наявності результатів спеціальних досліджень, що відповідним чином підтверджують обґрунтованість такого рішення		

ного і вторинного захисту та нанесення захисного покриття, яке виключатиме вільний доступ агресивного середовища до бетону. Відповідно до [5] ширина розкриття тріщин бетону конструкції не повинна перевищувати 0,1 мм, а експозиційний клас агресивного середовища становитеме ХА3.

Бетони в зоні контакту з газовим середовищем повинні бути сульфатостійкими, ма-ти марку за водонепроникністю не меншу ніж W8, водоцементне відношення В/Ц більше ніж 0,45 та бути стійкими до лужної корозії.

Оскільки ферментатори можуть працювати на різноманітній сировині, то в зоні контакту з рідким та твердим середовищем водневий показник біомаси може змінюватися від нейтрального до кислого (pH ≤ 5,5). Згідно з таблицею А.2 [5] середовище відносять до ХА2. Враховуючи, що корпус ферментатора піддається при перемішуванні ерозії та має місце дія підвищених температур, то згідно з п.5.7 [5] ступінь агресивного середовища підвищують на одну сту-

пінь до ХА3. Згідно з п.5.9 [5] вплив агресивного середовища відносять до сильно агресивного середовища, що передбачає первинний і вторинний захист і потребує нанесення покриття, що виключає доступ агресивного середовища до бетону.

Бетони в зоні контакту з рідким та твердим середовищем повинні бути сульфатостійкими, стійкими до лужної корозії, мати марку за водонепроникністю не менше ніж W8.

Корпус ферментатора потребує підвищення щільності (водонепроникності) та тріщиностійкості бетонів. Ширину розкриття тріщин у зоні контакту бетону з рідиною, відповідно до таблиці Г5 [5], обмежують до 0,05 мм.

При перевищенні ширини розкриття тріщин бетону, їх потрібно герметизувати інє'ктуванням еластомерною полімерною смолою.

Таким чином, бетон для корпусу ферментатора повинен бути міцним, щільним, тріщиностійким, витримувати температуру експлуатації до 70 °С (температур існування метаногенних бактерій) та корозійностійким.

Узагальнені вимоги до захисту корпусу ферментатора залежно від ступеня агресивності середовища експлуатації з урахуванням вимог [5, 6] наведені в табл. 1.

При визначенні складу бетону для ферментаторів необхідно керуватися вимогами [5, 7].

Бетон для виготовлення залізобетонних конструкцій ферментаторів повинен бути сульфатостійким. Для його отримання застосовують сульфатостійкий цемент. Як альтернатива можливе використання портландцементу марки ПЦII/А-Ш-400 згідно з [8] (CEM II/A-S) із додаванням активних мінеральних добавок. Кількість та співвідношення активних мінеральних добавок визначають експериментально за вимогами [9]. Можливість використання портландцементу марки ПЦII/А-Ш-400 згідно з [8] із сумішшю активних мінеральних добавок підтверджена дослідженнями [10, 11].

Для отримання високорухомих бетонних сумішей з низьким водоцеменентним відношенням можна використовувати суперпластифікатори на основі полікарбоксилатів.

Також можна використовувати високоміцний сульфатостійкий бетон із комплексною активною мінеральною добавкою, що містить полікарбоксилатний суперпластифікатор та суміш алюмосилікатних добавок в оптимальному співвідношенні [10, 11]. Такий сульфатостійкий бетон, за рахунок введення в оптимальній кількості комплексної активної мінеральної добавки, дозволяє економити до 10-18 % цементу без погіршення його фізико-технічних властивостей з одночасним підвищенням корозійної стійкості бетону в сульфатному середовищі [10, 11].

Бетон витримує високі механічні та термічні навантаження, проте, як лужний матеріал, не стійкий до дії кислот з рівнем pH <4, в тому числі і до дії сульфатної кислоти (біогенна сульфатнокисла корозія). Тому ділянки, які піддаються підвищеному хімічному впливу, повинні бути захищені наднепроникним покриттям, щоб унеможливити проникнення кислого середовища та як наслідок – пошкодження бетону. Для цього потрібна достатня товщина шару системи захисту поверхні з регламентованою шириною розкриття тріщин та стійкістю до дії кислот.

Рекомендації щодо виготовлення та захисту бетону ферментаторів зведені в [12].

ВИСНОВКИ

Для влаштування корпусу ферментаторів, а також інших сільськогосподарських споруд у зоні контакту з сильно агресивним газовим середовищем (ХА3 згідно з [5]) необхідно використовувати:

- бетон: сульфатостійкий, стійкий до лужної корозії; з мінімальним класом за міцністю – С35/45; з мінімальною витратою цементу – 360 кг/м^3; з максимальним водоцементним відношенням – 0,45; водонепроникністю не нижче W8; без тріщин (у деяких випадках гранично-допустима ширина розкриття тріщин до 0,10 мм);
- захисне покриття: з гранично-допустимою шириною розкриття тріщин до 0,1 мм; стійке до впливу середовища з pH нижче 2.

Для влаштування корпусу ферментаторів, а також інших сільськогосподарських споруд у зоні контакту з сильно агресивним рідким та твердим середовищем (ХА3 згідно з [5]) необхідно використовувати:

- бетон: сульфатостійкий, стійкий до лужної корозії; з мінімальним класом за міцністю – С35/45; з мінімальною витратою цементу – 360 кг/м^3; з максимальним водоцементним відношенням – 0,45; водонепроникністю не нижче W8; з гранично-допустимою шириною розкриття тріщин до 0,05 мм;
- захисне покриття: з гранично-допустимою шириною розкриття тріщин до 0,05 мм; стійке до впливу середовища з pH нижче 5,5.

Для влаштування сільськогосподарських споруд у зоні контакту зі слабо агресивним рідким та твердим середовищами (ХА1 згідно з [5]) необхідно використовувати бетон із такими характеристиками: сульфатостійкий, стійкий до лужної корозії; з мінімальним класом за міцністю – С30/35; з мінімальною витратою цементу – 300 кг/м^3; з максимальним водоцементним відношенням – 0,55; водонепроникністю не нижче W4.

Рекомендації щодо виготовлення та захисту бетону ферментаторів зведені в [12].

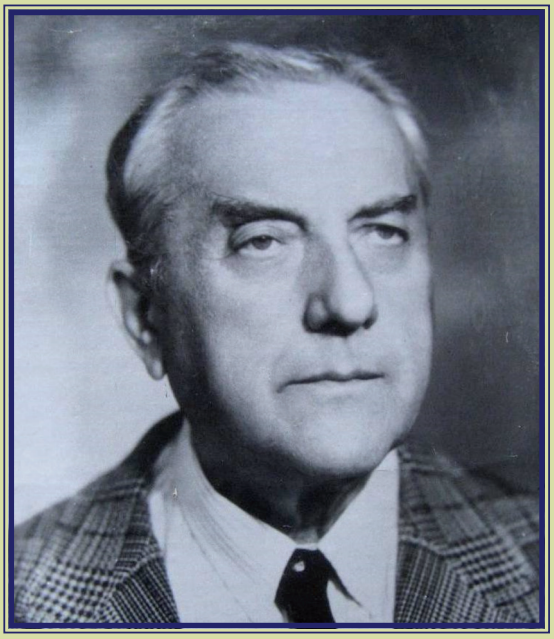
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Біогазова установка для українського споживача [Електронний ресурс] // http://chz.org.ua/wp-content/uploads/2016/04/біогазова-установка-для-українського-споживача.pdf (дата звернення: 14.03.2017).
2. Биогазовые установки [Электронный ре-

сурс] // http://aenergy.com.ua/drugie-reshenija/biogazovye-ustanovki.html (дата звернення: 14.03.2017).
3. Біогазові технології в Україні. Встановлення та робота біогазових установок [Електронний ресурс] // http://cba.org.ua/one/images/stories/CBA_news/Innovations_in_CBA/Budivnyctvo_i_ekspl_Biogas_2011.pdf (дата звернення: 14.03.2017).
4. Б. Эдер. Биогазовые установки. Практическое пособие / Б. Эдер, Х. Шульц. – 268 с. [Электронный ресурс] // http://zorgbiogas.ru/upload/pdf/Biogas_plants_Practics.pdf (дата звернення: 14.03.2017).
5. Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги (ГОСТ 31384:2008, NEQ): ДСТУ Б В.2.6-145:2010. – [Чинний від 2010-10-26]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – 52 с. – (Національний стандарт України).
6. Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови (EN 206-1:2000, NEQ): ДСТУ Б В.2.7-176:2008 – [Чинний від 2009-09-30]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – 64 с. – (Національний стандарт України).
7. Настанова щодо визначення складу важкого бетону: ДСТУ-Н Б В.2.7-299:2013. – [Чинний від 2013-11-26]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2014. – 87 с. – (Національний стандарт України).
8. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-46:2010. – [Чинний від 2010-12-14]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 14 с. – (Національний стандарт України).
9. Захист від корозії у будівництві. Бетони. Загальні вимоги до проведення випробувань (ГОСТ 27677-88, IDT): ДСТУ Б ГОСТ 27677:2011 – [Чинний від 2011-12-30]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. – 8 с. – (Національний стандарт України).
10. Приймаченко А.С. Вплив комплексної активної мінеральної добавки різного складу на міцність бетону / А.С. Приймаченко, К.К. Пушкарьова, Л.О. Шейніч, С.І. Гедулян // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2013. – Вип. 26. – Рівне – С. 364-373.
11. Приймаченко А.С. Дослідження сумісності роботи мінеральних добавок в складі високоміцних сульфатостійких бетонів / А.С. Приймаченко, Л.О. Шейніч, К.К. Пушкарьова, С.І. Гедулян // Наука та будівництво. – 2015. – №2. – С. 4-8.
12. Рекомендації щодо виготовлення та захисту бетону біогазових установок з використанням матеріалів MC-BAUCHEMIE: рекомендації / ДП НДІБК; керівник Шейніч Л.О.; виконавці: Приймаченко А.С. [і ін.]. – Київ, 2017. – 42 с.

REFERENCES

1. Biogas plant for Ukrainian consumer// http://chz.org.ua/wp-content/uploads/2016/04/ biogas-plant-forдля-Ukrainian-consumer.pdf.
2. Biogas plants // http://aenergy.com.ua/drugie-reshenija/biogazovye-ustanovki.html.
3. Biogas technologies in Ukraine. Installation and operation of the biogas plants// http://cba.org.ua/one/images/stories/CBA_news/Innovations_in_CBA/Budivnyctvo_i_ekspl_Biogas_2011.pdf.
4. B. Eder. Biogas plants. Practical instruction. / B. Eder, H. Shults. – 268 p. // http://zorgbiogas.ru/upload/pdf/Biogas_plants_Practics.pdf.
5. Buildings and facilities structures. Protection for concrete and reinforced concrete structures against corrosion. General technical provisions (GOST 31384:2008, NEQ): DSTU B V.2.6-145:2010. – [Valid from 2010-10-26]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2010. – 52 p. – (National standard of Ukraine).
6. Construction materials. Concrete mixes and concrete. General technical specification (EN 206-1:2000, NEQ): DSTU B V.2.7-176:2008 – [Valid from 2009-09-30]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2010. – 64 p. – (National standard of Ukraine).
7. Instruction on determination of heavy concrete mix: DSTU-N B V.2.7-299:2013. – [Valid from 2013-11-26]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2014. – 87 p. – (National standard of Ukraine).
8. Construction materials. General-construction purpose. Technical specification: DSTU B V.2.7-46:2010. – [Valid from 2010-12-14]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2011. – 14 p. – (National standard of Ukraine).
9. Protection against corrosion in construction engineering. Concretes. General requirements for tests (GOST 27677-88, IDT): DSTU B GOST 27677:2011 – [Valid from 2011-12-30]. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2012. – 8 p. – (National standard of Ukraine).
10. Pryymachenko A.S. Influence of complex active mineral admixture with different mix on concrete strength / A.S. Pryymachenko, K.K. Pushkareva, L.O. Scheinich, S.I. Gedulyan // Resource-saving materials, structures, buildings and facilities. – 2013. – Iss. 26. – Rivne – P. 364-373.
11. Pryymachenko A.S Research of joint work of the mineral admixtures in structure of high-performance sulphate-resistant concretes / A.S. Pryymachenko, Л.О. Шейніч, K.K. Pushkareva, S.I. Gedulyan // Science and construction. – 2015. – №2. – P. 4-8.
12. Recommendations for production and protection of the concrete for biogas plants with using of materials MC-BAUCHEMIE]: Recommendations / SE NIISK; manager - Scheinich L.O.; executors: Pryymachenko A.S. and etc. – Kyiv, 2017. – 42 p.



О.В. Ушеров-Маршак, Л.О. Першина

ФЕНОМЕН ОТАРА ПЕТРОВИЧА МЧЕДЛОВА-ПЕТРОСЯНА

(до 100-річчя від дня народження)

На початку 50-х років минулого століття в країні було взято напрям на розвиток індустрії, в тому числі - на розвиток збірного залізобетону. У створенні основ технології цементу, бетону та інших будівельних матеріалів почесне місце займає Харківська наукова школа видатного вченого Отара Петровича Мчедлова–Петросяна. Його ім'я стало символом фізико-хімічної епохи вітчизняного будівельного матеріалознавства.

На той час бетон розглядали як доволі простий чотирьохкомпонентний матеріал. Отар Петрович, як прихильник глибоких наукових розробок, почав вирішувати нагальні виробничі завдання. В основу рішень було покладено фізико-хімічні закони та методи. Термодинаміка, як важливіший розділ фізичної хімії визначає зміни енергії (теплоти) і направленість процесів, що протікають. Вперше в будівельному матеріалознавстві в Харкові було розроблено апарат і методологію термодинаміки стосовно складних силікатних об'єктів. Опановано методи фізичної і колоїдної хімії – термічний і калориметричний аналізи, реологію, структуроутворення тощо. Пріоритетом було формулювання принципу відповідності моменту інтенсивності та тривалості прикладання динамічних (вібрація, пресування), теплових, хімічних впливів до комплексних термодинамічних характеристик цементів та бетонів, що твердіють. Цей принцип практично було закладено в основу технологічних рішень.

Отар Петрович ніколи не примушував і не наполягав на визначенні шляхів і методів наукових досліджень. Свобода в реалізації наукових гіпотез стимулювала його учнів до кропіткої і чесної роботи. Можливо, в цьому і прихований феномен Мчедлова-Петросяна, який виховав 15 докторів і понад 100 кандидатів наук. Творча атмосфера спонукала до пошуку нових рішень відповідно до конкретних технологічних завдань. Донести їх наукову суть – благодійне і характерне намагання, яке Отар Петрович щоденно прищеплював своїм співробітникам.

Головний орієнтир тоді і сьогодні – це союз науки і виробництва. Отримані знання розвиваються і повною мірою використовуються при впровадженні великопанельного домобудівництва на найбільшому і передовому в Україні Харківському домобудівельному комбінаті № 1. Понад сорок років продовжується діяльність започаткованої наукової школи в одному з відомих будівельних навчальних закладів країни - Харківському інженерно-будівельному інституті, зараз – Харківському національному університеті будівництва та архітектури.

Співробітники кафедри фізико-хімічної механіки та технології бетону активно беруть участь у впровадженні бетонів нових поколінь у будівельній галузі.

Багаточисленні публікації, доповіді на престижних наукових і виробничих форумах, монографії, навчально-методичні посібники, дисертації, державні та наукові нагороди – підсумки тривалої праці Харківської науково-технологічної школи Мчедлова-Петросяна. Він був доктором технічних наук, професором, заслуженим винахідником і заслуженим діячем науки України, Лауреатом Державної премії України в галузі науки і техніки, членом-кореспондентом Академії наук Грузії. Праці вченого визнані науковою спільнотою України та Світу.

У жовтні цього року виповнюється 100 років від дня його народження. Рівно 20 років його немає з нами. Проте пам'ять про прекрасну людину, видатного вченого та Вчителя завжди в наших серцях.

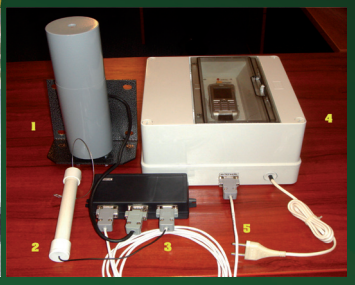
МІНІСТЕРСТВО РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА
ТА ЖИТЛОВО-КОМУНАЛЬНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ

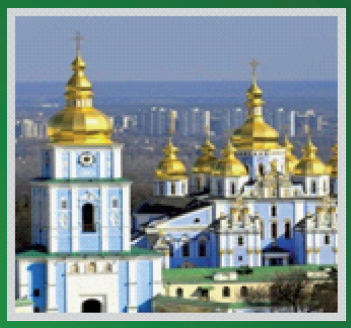
ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ» (ДП НДІБК)

НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

НОРМИ, СТАНДАРТИ
ТЕХНІЧНІ СВІДОЦТВА
РОЗРАХУНКИ
ПРОЕКТУВАННЯ
МОНІТОРИНГ
ОБСТЕЖЕННЯ
ВИПРОБУВАННЯ
ЕКСПЕРТИЗА
КОНСУЛЬТАЦІЇ

1. Розроблення будівельних норм, державних стандартів (ДСТУ) технічних свідоцтв
2. Науково-технічний супровід проектування, зведення та експлуатації будівель і споруд в т.ч.: на територіях зі складними інженерно-геологічними і сейсмічними умовами; об'єктів ядерної та теплової енергетики
3. Розроблення конструктивних рішень та технології зведення доступного житла
4. Розроблення технічних рішень з підвищення енергоефективності будівельних об'єктів
5. Інжинірінгові послуги:
   - оптимізація проектних рішень будівельних об'єктів або їх елементів
   - розроблення методів розрахунків будівельних конструкцій
   - розроблення технологій виготовлення будівельних конструкцій
   - розроблення рекомендацій при реконструкції будівель і споруд
   - обстеження і оцінка будівельних конструкцій; розробка паспортів технічного стану будівель та споруд
   - технічний нагляд за будівництвом
   - геодезичний контроль за будівництвом
   - сертифікація будівельних матеріалів, виробів та конструкцій
   - експертиза науково-технічної продукції, у тому числі проектних, науково-дослідних та дослідно-конструкторських робіт
   - консультаційні послуги;
   - підготовка кадрів вищої кваліфікації через аспірантуру
6. Інженерно-геологічні, геофізичні вишукування
7. Статичне і динамічне випробування паль
8. Чисельні розрахунки будинків і споруд
9. Проектування спеціальних видів робіт в будівництві:
   - основ і фундаментів всіх типів
   - каркасів монолітних будинків
   - посилення будівельних конструкцій
10. Будівництво під ключ:
    - усунення наднормативних кренів будинків і споруд
    - зміцнення грунтів методом глибинного змішування
    - ущільнення грунтів гідровибухом
    - водопониження
    - гідроізоляція фундаментів і стін
    - посилення будівельних конструкцій
    - компенсатори для трубопроводів
11. Контроль якості матеріалів та конструкцій:
    - суцільність та довжина паль
    - міцність бетону залізобетонних конструкцій
    - ущільнення грунтів
    - закріплення цементом скалистих масивів
    - оцінка рівня та розробка захисту акустичного опорядження житлових, громадських, у т.ч. спеціалізованих театральних, музейних, архівних, виробничих та інших об'єктів
    - оцінка рівня теплотехнічних якостей будівельних конструкцій
12. Моніторинг будинків і споруд, в т.ч. автоматизований





АДРЕСА ІНСТИТУТУ, ЙОГО ФІЛІЙ ТА ЛАБОРАТОРІЙ

м. Київ, вул. Преображенська, 5/2, 03037, Україна тел.: 044 249-72-34, 044 249-38-00, факс: 044 248-89-09
E-mail: ndibk@ndibk.gov.ua
www.niisk.com

м. Запоріжжя, вул. Новобудов, 4, 69076, Україна
тел./факс: 061 277-13-59
E-mail: zv@ndibk.gov.ua
www. niisk.ad.ua

м. Полтава, тел./факс: 044 249-37-72
E-mail: 0679199507@ukr.net
E-mail: 0504046376@ukr.net

м. Рівне, вул. 16-го липня, 38, 33001, Україна
тел./факс: 0362 22-34-60

м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4, 65029, Україна
тел./факс: 048 723-53-11

м. Лиман, Донецька обл., вул. Соборна, 147-В

м. Дніпро, вул. Паторжинського, 25, кв. 1, 49006
тел./факс: 096 613-95-92

www.niisk.com

НДІБК
NIISK